



Universidade do Porto
Faculdade de Engenharia

FEUP



José Rui Cunha Matos Lopes Pinto

Dinâmica de Pontes em Viga Caixão em Linhas Ferroviárias de Alta Velocidade

**MEST
Porto, 2007**

Dinâmica de Pontes em Viga Caixão em Linhas Ferroviárias de Alta Velocidade

José Rui Cunha Matos Lopes Pinto

Dissertação apresentada à Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto
para obtenção do grau de Mestre em Estruturas de Engenharia Civil,
realizada sob supervisão dos Professores Rui Calçada e Raimundo Delgado
do Departamento de Engenharia Civil da
Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto

Março de 2007

Aos meus Pais e à Raquel

ÍNDICE GERAL

ÍNDICE GERAL.....	v
RESUMO	vii
ABSTRACT	ix
AGRADECIMENTOS	xi
ÍNDICE DE TEXTO	xiii
ÍNDICE DE FIGURAS	xxi
ÍNDICE DE QUADROS	xxxiii
 CAPÍTULO 1 – INTRODUÇÃO	 1
CAPÍTULO 2 – ASPECTOS REGULAMENTARES NO DIMENSIONAMENTO DE PONTES FERROVIÁRIAS	 19
CAPÍTULO 3 – METODOLOGIAS NUMÉRICAS DE ANÁLISE DINÂMICA DO SISTEMA PONTE-COMBOIO	 67
CAPÍTULO 4 – MODELAÇÃO NUMÉRICA DO VIADUTO FERROVIÁRIO DEL GENIL	97
CAPÍTULO 5 – ANÁLISE DETERMINÍSTICA DA RESPOSTA DINÂMICA DO VIADUTO FERROVIÁRIO DEL GENIL	 145
CAPÍTULO 6 – SIMULAÇÃO ESTOCÁSTICA DA RESPOSTA DINÂMICA DO VIADUTO FERROVIÁRIO DEL GENIL	 203
CAPÍTULO 7 – AVALIAÇÃO DO COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DO VIADUTO FERROVIÁRIO DEL GENIL	 249
CAPÍTULO 8 – CONCLUSÕES	267
 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	 R.1

RESUMO

O principal objectivo da presente dissertação é o estudo dos efeitos dinâmicos e o desenvolvimento de metodologias para a análise dinâmica de pontes sob acção de tráfego ferroviário a alta velocidade.

O trabalho é iniciado com um estudo exaustivo da regulamentação relativa às acções de tráfego ferroviário e aos documentos que lhe deram origem. São ainda analisadas e apresentadas as diferenças existentes entre estas normas e as normas vigentes em dois países da União Europeia.

Os modelos de análise do comportamento dinâmico do sistema ponte-comboio são descritos separadamente em função da consideração ou não da interacção entre a ponte e o próprio comboio. É apresentada a modelação dos comboios utilizada nos modelos com interacção ponte-comboio, bem como os parâmetros dinâmicos de diferentes comboios. No que respeita à metodologia de cargas móveis, é feita uma apresentação do método e descrita a sua implementação no programa de elementos finitos SAP2000.

A modelação numérica do comportamento dinâmico do viaduto del Genil sob cargas de tráfego ferroviário envolveu o desenvolvimento de três modelos numéricos: modelo de elementos de viga dispostos no eixo, modelo de elementos de viga dispostos em grelha e modelo com elementos finitos de casca. Foi realizado um estudo dinâmico preliminar, com o objectivo de analisar a sensibilidade da resposta da estrutura em função do método de integração utilizado na resolução do sistema de equações de equilíbrio dinâmico.

O estudo do comportamento dinâmico do viaduto ferroviário del Genil foi direccionado em três vertentes: i) amplificações dinâmicas provocadas pelo fenómeno de ressonância; ii) acelerações verticais do tabuleiro e interpretação de factores que as influenciam (modos de vibração local, degradação da carga, frequências de corte); iii) a avaliação do conforto dos passageiros e variabilidade espacial das acelerações ao longo de um comboio.

A importância de determinados parâmetros do tabuleiro do viaduto del Genil foi avaliada através de uma análise estocástica dos efeitos dinâmicos provocados pelas cargas de tráfego ferroviárias a alta velocidade. A simulação do comportamento estrutural foi realizada através do método de Monte-Carlo. Esta análise foi precedida de uma análise de

sensibilidade da resposta estrutural do viaduto em relação às diversas variáveis aleatórias intervenientes na modelação estocástica, bem como, aos parâmetros, módulo de torção e amortecimento estrutural.

O comportamento estrutural do viaduto del Genil foi avaliado através das suas respostas dinâmicas em termos do ponto de vista da segurança estrutural, da segurança da via e do conforto dos passageiros, tendo por base o estabelecido na EN 1991-2 e EN 1990-A2.

ABSTRACT

The main objective of the present dissertation is the study of the dynamic effects and the development of methods for the dynamic analysis of high-speed railway bridges.

The work begins with an exhaustive study of the existing regulations for railway loads and the documents that support them. The differences between these codes and the regulations from two EU countries are analysed and presented.

The models used to analyse the dynamic behaviour of the system bridge-train are described separately, depending on the consideration of the interaction between the bridge and the train itself. The modelling of the trains that was used on the models with interaction bridge-train is presented, together with the dynamic parameters from different trains. The moving loads methodology is presented and its implementation in the finite element analysis program SAP2000 is described.

The numerical modelling of the del Genil viaduct dynamic behaviour, submitted to railway traffic loading involved the development of three types of models: model with beam elements located at the longitudinal axis, model with beam elements creating a grid and finite elements model with shell elements. A preliminary dynamic study was performed, with the objective of analysing the response sensitivity of the structure to the integration method used in the solution of the dynamic equilibrium equation system.

The study of the dynamic behaviour of the del Genil railway viaduct was directed towards three areas: i) dynamic amplification caused by resonance phenomena; ii) vertical acceleration of the deck and interpretation of the influencing factors (local vibration modes, load degradation, shear frequencies); iii) evaluation of passenger comfort and spatial variability of the accelerations along the train.

The importance of particular parameters of the del Genil viaduct was evaluated through a stochastic analysis of the dynamic effects caused by the high speed rail traffic loads. The structural behaviour simulation was performed through the Monte-Carlo method. This analysis was preceded by a sensitivity study of the viaduct's structural response to the

diverse aleatoric variables present in the stochastic modelling, as well as the torsion modulus and structural damping.

The structural behaviour of the dell Genil viaduct was evaluated through its dynamic response in terms of structural safety, railway safety and passenger comfort, based on EN 1991-2 and EN 1990-A2 specifications.

AGRADECIMENTOS

Ao terminar este trabalho, gostaria de deixar expresso o meu profundo e sincero agradecimento a todas as pessoas que de alguma forma contribuíram para a sua concretização, em particular:

- Ao Professor Rui Calçada, pelo apoio demonstrado durante a elaboração deste trabalho, e pela dinâmica que sempre implementou nas suas acções, conseguindo tornar a FEUP, numa instituição de grande saber no ramo da alta velocidade ferroviária;
- Ao Professor Raimundo Delgado, que através da sua apaixonante maneira de leccionar, consegue incutir nos alunos uma grande vontade de uma passagem pela via da investigação;
- Ao meu Irmão, Professor Paulo Lopes Pinto, quero agradecer de uma maneira muito especial, pelos sábios conselhos dados ao longo da minha vida pessoal, estudantil e profissional, sendo dele, em grande parte, a responsabilidade da escolha do tema da dissertação;
- Aos Professores José Goicolea e Filipe Gabaldón, da Universidade Politécnica de Madrid, pela breve mas produtiva, troca de impressões durante o curso HSR Bridges 2005, bem como a sua pronta disponibilidade no envio de dados relativos ao caso estudado;
- Ao Engenheiro Pedro Paula Pinto, pelo apoio sempre demonstrado, mesmo quando isso lhe implicava um aumento efectivo de trabalho, bem como pela amizade e ensinamento de como deve ser realizado um trabalho em equipa numa empresa;
- Ao Engenheiro António Paula Rocha, por ter tornado possível a conciliação de uma vida profissional muito aliciante e enriquecedora, com a realização de um mestrado em estruturas;
- Ao meu amigo Engenheiro Marco Pereira, pela sua paciência e ajuda na exploração de todas as potencialidades do Word e Autocad, mas principalmente pelo seu apoio nas horas de maior desânimo durante a elaboração da dissertação;

- Ao meu amigo Pedro Bruschy pela sua ajuda na elaboração da capa, bem como por todo a amizade demonstrada ao longo dos muitos anos passados;
- A toda a minha família, a quem prometo compensar por todas as faltas de comparência em diversos almoços e jantares, agradecendo a todos o carinho e amizade que sempre me dispensaram;
- Aos meus pais, a quem lhes devo tudo, e que com o seu exemplo de vida em função dos filhos, conseguiram criar um espírito de família, que dá verdadeiro significado à vida pessoal e profissional;
- À Raquel pelo seu exemplo de vida, sendo a melhor maneira de descrever todo o apoio dado ao longo da nossa caminhada, expresso pela sua mais frequente e antecipada resposta “Apoio incondicionalmente a tua decisão”.

ÍNDICE DE TEXTO

CAPÍTULO 1 - INTRODUÇÃO

1.1	ENQUADRAMENTO	1
1.2	REDES FERROVIÁRIAS DE ALTA VELOCIDADE	3
1.3	SOLUÇÕES ESTRUTURAIS MAIS UTILIZADAS NAS REDES FERROVIÁRIAS DE ALTA VELOCIDADE.....	6
1.4	OBJECTIVOS E CONTEÚDO DA TESE.....	15

CAPÍTULO 2 – ASPECTOS REGULAMENTARES NO DIMENSIONAMENTO DE PONTES FERROVIÁRIAS

2.1	INTRODUÇÃO	19
2.2	MODELOS DE CARGAS VERTICAIS	20
2.2.1	Modelo de carga LM71	20
2.2.2	Modelos de carga SW/0 e SW/2	21
2.2.3	Modelo do comboio sem carga (“unloaded train”)	22
2.2.4	Distribuição das cargas pelos carris, travessas e balastro	22
2.2.4.1	Distribuição longitudinal pelo carril	23
2.2.4.2	Distribuição longitudinal pela travessa e balastro	23
2.2.4.3	Distribuição transversal pela travessa e balastro	24
2.3	EFEITOS DINÂMICOS	24
2.3.1	Factor dinâmico Φ	25
2.3.2	Critérios para a realização de uma análise dinâmica.....	26
2.3.3	Requisitos para a realização de uma análise dinâmica.....	29
2.3.3.1	Modelos de carga para comboios reais	29
2.3.3.2	Modelos de carga HSLM.....	31

Modelos de carga HSLM - A	32
Modelos de carga HSLM - B	32
Condições de aplicação dos HSLM	33
2.3.3.3 Gama de velocidades	34
2.3.3.4 Parâmetros relativos à ponte	35
i) Rigidez.....	35
ii) Massa.....	37
iii) Amortecimento	38
2.3.4 Metodologias de análise dinâmica.....	40
2.4 MODELOS DE CARGAS HORIZONTAIS	42
2.4.1 Força centrífuga.....	42
2.4.2 Força de lacete.....	43
2.4.3 Forças de arranque e frenagem.....	4
2.5 REGRAS NA APLICAÇÃO DAS CARGAS DE TRÁFEGO FERROVIÁRIO	44
2.5.1 Disposição das acções	44
2.5.2 Grupos de acções.....	45
2.6 COMBINAÇÕES DE ACÇÕES.....	47
2.6.1 Critérios de combinação das acções	47
2.6.2 Valores dos coeficientes ψ_i	48
2.6.3 Combinações para estado limite último.....	49
2.6.4 Combinações para estados limites de utilização.....	52
2.7 VERIFICAÇÕES DE SEGURANÇA	52
2.7.1 Introdução.....	52
2.7.2 Critérios relativos à segurança estrutural.....	53
2.7.3 Critérios relativos à segurança da via	54
2.7.4 Critérios relativos ao conforto dos passageiros	58

2.8	INTERACÇÃO VIA-PONTE	61
2.8.1	Introdução	61
2.8.2	Acções a ser consideradas	61
2.8.2.1	Forças de arranque e frenagem	61
2.8.2.2	Temperatura	62
2.8.2.3	Acções verticais	62
2.8.2.4	Outras acções	62
2.8.3	Modelação	62
2.8.4	Verificações de segurança	64
2.8.4.1	Tensões nos carris	64
2.8.4.2	Deformações da estrutura	64

CAPÍTULO 3 – METODOLOGIAS NUMÉRICAS DE ANÁLISE DINÂMICA DO SISTEMA PONTE-COMBOIO

3.1	INTRODUÇÃO	67
3.2	MODELAÇÃO DA PONTE	68
3.3	MODELAÇÃO DO COMBOIO	69
3.3.1	Modelos completos	69
3.3.2	Modelos simplificados	70
3.3.3	Modelos desenvolvidos	72
3.4	ANÁLISE DINÂMICA SEM INTERACÇÃO PONTE-COMBOIO	79
3.4.1	Equação de equilíbrio dinâmico	79
3.4.2	Consideração de cargas móveis	80
3.4.3	Resolução da equação de equilíbrio dinâmico	82
3.4.3.1	Método de Newmark	82
3.4.3.2	Método da sobreposição modal	85
3.5	ANÁLISE DINÂMICA COM INTERACÇÃO PONTE-COMBOIO	87

3.6 IMPLEMENTAÇÃO NO PROGRAMA DE SAP2000 DE UMA METODOLOGIA DE ANÁLISE DE CARGAS MÓVEIS	89
3.6.1 Fase de pré-processamento.....	90
3.6.2 Fase de processamento	95
3.6.3 Fase de pós-processamento	95
3.6.4 Validação da implementação da metodologia de cargas moveis.....	96

CAPÍTULO 4 – MODELAÇÃO NUMÉRICA DO VIADUTO FERROVIÁRIO DEL GENIL

4.1 INTRODUÇÃO.....	97
4.2 DESCRIÇÃO DO VIADUTO.....	98
4.3 MODELO DE ELEMENTOS DE VIGA DISPOSTOS NO EIXO.....	99
4.3.1 Discretização da estrutura.....	99
4.3.2 Características geométricas e mecânicas	100
4.3.3 Frequências naturais e modos de vibração	103
4.4 MODELO DE ELEMENTOS DE VIGA DISPOSTOS EM GRELHA	104
4.4.1 Discretização da estrutura.....	104
4.4.2 Frequências naturais e modos de vibração	105
4.5 MODELO DE ELEMENTOS FINITOS DE CASCA.....	106
4.5.1 Discretização da estrutura.....	106
4.5.2 Frequências naturais e modos de vibração	107
4.6 COMPARAÇÃO E CALIBRAÇÃO DOS MODELOS	110
4.6.1 Introdução.....	110
4.6.2 Comparação dos resultados para carregamentos estáticos	110
4.6.3 Comparação de resultados em termos de frequências naturais de vibração	111
4.6.4 Actualização dos modelos com base nos resultados obtidos para o modelo de casca.	112
4.7 ANÁLISE DINÂMICA PRELIMINAR	114
4.7.1 Introdução.....	114
4.7.2 Modelo de elementos de viga dispostos em grelha	114

4.7.2.1	Análise dinâmica pelo método de Newmark	114
4.7.2.2	Análise dinâmica pelo método da sobreposição modal	118
4.7.2.3	Comparação dos resultados obtidos pelos dois métodos	122
4.7.3	Modelo de elementos finitos de Casca.....	123
4.7.3.1	Análise dinâmica pelo método de Newmark	123
4.7.3.2	Análise dinâmica pelo método da sobreposição modal	131
4.7.3.3	Comparação dos resultados obtidos pelos métodos de Newmark e da sobreposição modal	135
4.7.4	Comparação dos resultados obtidos por intermédio dos diferentes modelos.....	140
4.8	CONCLUSÕES.....	142

CAPÍTULO 5 – ANÁLISE DETERMINÍSTICA DA RESPOSTA DINÂMICA DO VIADUTO FERROVIÁRIO DEL GENIL

5.1	INTRODUÇÃO	145
5.2	ANÁLISE DE EFEITOS DINÂMICOS GLOBAIS NA ESTRUTURA	147
5.2.1	Cenários de análise.....	147
5.2.2	Resultados	148
5.2.3	Envolventes.....	155
5.2.4	Factores de amplificação dinâmica	162
5.3	ANÁLISE DE EFEITOS DINÂMICOS LOCAIS NA ESTRUTURA	164
5.3.1	Cenários de análise.....	164
5.3.2	Frequências e modos de vibração locais do tabuleiro	165
5.3.3	Distribuição espacial das acelerações verticais máximas do tabuleiro	169
5.3.4	Influência da frequência de corte considerada nas análises dinâmicas	173
5.3.5	Influência da distribuição transversal das cargas referentes ao comboio.....	175
5.4	ANÁLISE DINÂMICA COM INTERACÇÃO PONTE-COMBOIO.....	177
5.4.1	Objectivos	177

5.4.2	Cenários de análise	177
5.4.3	Resultados	178
5.4.3.1	Relativos à estrutura.....	178
5.4.3.2	Relativos ao comboio.....	181
5.4.3.3	Deformadas do sistema ponte-comboio	183
5.4.4	Comparação dos resultados das análises dinâmicas com e sem interacção ponte-comboio	185
5.4.5	Avaliação do amortecimento adicional introduzido pelo comboio na estrutura	187
5.4.6	Distribuição espacial das acelerações verticais máximas no comboio	189
5.4.7	Influência do número de vãos do viaduto considerado nas análises dinâmicas	194
5.5	CONCLUSÕES	199

CAPÍTULO 6 – SIMULAÇÃO ESTOCÁSTICA DA RESPOSTA DINÂMICA DO VIADUTO FERROVIÁRIO DEL GENIL

6.1	INTRODUÇÃO	203
6.2	ANÁLISE DE SENSIBILIDADE.....	204
6.3	CARACTERIZAÇÃO DAS VARIÁVEIS ALEATÓRIAS	207
6.3.1	Massa do tabuleiro.....	207
6.3.2	Módulo de elasticidade do betão	209
6.4	GERAÇÃO ARTIFICIAL DAS VARIÁVEIS ALEATÓRIAS	209
6.5	SIMULAÇÕES ESTOCÁSTICAS.....	212
6.5.1	Cenários de simulação	212
6.5.2	Respostas dinâmicas.....	214
6.5.3	Resultados das simulações	219
6.5.4	Evolução da estimativa da resposta com o número de simulações	226
6.5.5	Resultados em termos de valores médios, médios mais um desvio padrão e máximos das respostas	237
6.5.6	Importância da velocidade máxima de circulação.....	244

6.6	CONCLUSÕES.....	246
------------	------------------------	------------

CAPÍTULO 7 – AVALIAÇÃO DO COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DO VIADUTO FERROVIÁRIO DEL GENIL

7.1	INTRODUÇÃO	249
7.2	SEGURANÇA ESTRUTURAL	249
7.3	SEGURANÇA DA VIA.....	257
7.3.1	Aceleração vertical do tabuleiro.....	258
7.3.2	Torção do tabuleiro	259
7.3.3	Deformação vertical do tabuleiro.....	260
7.4	CONFORTO DOS PASSAGEIROS.....	260
7.4.1	Análise dinâmica com interação ponte-comboio	260
7.4.2	Metodologia simplificada	262
7.5	VERIFICAÇÕES RELATIVAS À INTERACÇÃO VIA TABULEIRO.....	262
7.6	CONCLUSÕES.....	264

CAPÍTULO 8 – CONCLUSÕES

8.1	CONCLUSÕES GERAIS	267
8.2	PERSPECTIVAS DE DESENVOLVIMENTOS FUTUROS	276

ÍNDICE DE FIGURAS

CAPÍTULO 1 - INTRODUÇÃO

Figura 1.1 - Evolução do tráfego ferroviário de alta velocidade no Japão e na Europa (Fonte : CER, 2002)	3
Figura 1.2 - Tempos de viagem antes e após a introdução da alta velocidade (Fonte : CER, 2002)	4
Figura 1.3 - Relação de passageiros transportados Comboio/Avião (Fonte : CER, 2002)	4
Figura 1.4 - Emissões de CO ₂ e energia primária por meio de transporte (Fonte : CER, 2002)	5
Figura 1.5 - Rede transeuropeia de alta velocidade – 2020 (Fonte: Figueiredo, 2005)	5
Figura 1.6 – Viaduto Taro, localizado na LAV Milão – Bolonha (Fonte : http://www.tav.it)	6
Figura 1.7 – Viaduto Pfieffetalbrücke, localizado na LAV Hanover – Würzburg (Fonte: http://fr.structurae.de).....	7
Figura 1.8 - Viadutos de Avignon, linha TGV Méditerranée (Fonte: http://fr.structurae.de)	7
Figura 1.9 – Ponte Bussy-le-Château, linha TGV Est (Fonte: http://fr.structurae.de)	8
Figura 1.10 – Viaduto Drome, linha TGV Méditerranée (Fonte: http://fr.structurae.de)	9
Figura 1.11 – Viaduto hammerbrücke, LAV entre Liège e a fronteira alemã (Fonte: http://fr.structurae.de).....	9
Figura 1.12 – Viaduto Garde-Adhémar, linha TGV Méditerranée (Fonte: http://fr.structurae.de)..	10
Figura 1.13 – Ponte Hollandsch Diep, linha Roterdão – Moerdijk (Fonte: Hart, 2003).....	10
Figura 1.14 – Viaduto pertencente ao lote 18 da linha LGV Est – Européenne (Fonte: http://fr.structurae.de).....	11
Figura 1.15 –Montagem de um tabuleiro constituído duas vigas caixão pré-fabricadas (Fonte: Evangelista, 2004).....	11
Figura 1.16 – Vigas caixão pré-fabricadas pertencentes à linha C215 das LAV’ de Taiwan (Fonte: http://fr.structurae.de).....	12
Figura 1.17 – Viaduto de Piacenza, linha Milão – Bolonha (Fonte: Evangelista, 2004)	12
Figura 1.18 – Montagem das aduelas em caixão no viaduto de Avignon, TGV Méditerranée (Fonte: http://www.trainweb.org).....	13

Figura 1.19 – Secção em viga caixão do Viaduto Calatayud –Ricla, LAV Madrid – Barcelona (Fonte: http://www.eipsa.net)	13
--	----

Figura 1.20 – Ponte sobre o Rio Ebro, linha Madrid – Saragoça – Fronteira francesa (Fonte: Manterola, 2004)	14
--	----

CAPÍTULO 2 – ASPECTOS REGULAMENTARES NO DIMENSIONAMENTO DE PONTES FERROVIÁRIAS

Figura 2.1 - Modelo de carga LM71.....	21
--	----

Figura 2.2 - Modelos de cargas SW/0 e SW/2	21
--	----

Figura 2.3 – Redução da aceleração máxima vertical para larguras de distribuição de uma carga pontual de 2,5 m e 3,0 m (adaptado de ERRI D214/RP9, 2001)	22
--	----

Figura 2.4 - Distribuição longitudinal da carga pelo carril.....	23
--	----

Figura 2.5 - Distribuição longitudinal da carga pela travessa e pelo balastro	23
---	----

Figura 2.6 - Distribuição transversal da carga pela travessa e pelo balastro num troço de via: a) sem sobrelevação e b) com sobrelevação.....	24
--	----

Figura 2.7 - Fluxograma para a determinação da necessidade de realização de uma análise dinâmica da ponte (adaptado de EN 1991-2, 2003).....	27
--	----

Figura 2.8 - Limites da frequência natural da ponte n_0 (Hz) em função do vão L (m) (adaptado de EN 1991-2, 2003).....	28
--	----

Figura 2.9 - Esquemas de cargas dos comboios da rede europeia de alta velocidade (adaptado de EN 1991-2, 2003).....	30
---	----

Figura 2.10 - Tipos de comboios reais: a) Convencional; b) Articulado; c) Regular (adaptado de EN 1991-2, 2003).....	31
--	----

Figura 2.11 - Modelo de cargas HSLM-A (adaptado de EN 1991-2, 2003)	32
---	----

Figura 2.12 - Modelo de cargas HSLM-B: a) Configuração; b) Gráfico para a determinação de N e d em função de L (adaptado de EN 1991-2, 2003).....	33
---	----

Figura 2.13 – Influência da velocidade de deformação nas propriedades do betão em compressão (adaptado de ERRI D214/RP9, 2001)	36
--	----

Figura 2.14 – Evolução do coeficiente de amortecimento do betão em função da tensão (adaptado de ERRI D214/RP9, 2001).....	39
--	----

Figura 2.15 - Amortecimento em função do vão (adaptado de ERRI D214/RP9, 2001)	40
--	----

Figura 2.16 – Amortecimento adicional ($\Delta\xi$) em função do vão (L) (adaptado de ERRI D214/RP4, 1999).....	41
Figura 2.17 - Definição do empenamento do tabuleiro (adaptado de EN1990-A2 (2005)).....	56
Figura 2.18 – Definição das rotações de extremidade do tabuleiro	57
Figura 2.19 - Deslocamento vertical máximo (δ) correspondente a um nível de aceleração vertical nas carruagens $b_v = 1,0 \text{ m/s}^2$, em função da velocidade v (km/h).....	60
Figura 2.20 - Modelos estruturais para a avaliação dos efeitos resultantes da interacção via-ponte: a) modelo completo; b) modelo simplificado	63
Figura 2.21 - Pormenor do modelo estrutural para avaliação dos efeitos da interacção via-tabuleiro.....	63
Figura 2.22 - Relação carga/deslocamento da ligação longitudinal via-tabuleiro (adaptado de EN 1991-2 (2003))	64

CAPÍTULO 3 – METODOLOGIAS NUMÉRICAS DE ANÁLISE DINÂMICA DO SISTEMA PONTE-COMBOIO

Figura 3.1 - Modelo completo dinâmico de um comboio convencional: a) Alçado; b) Pormenor..	69
Figura 3.2 - Modelo dinâmico simplificado de um comboio (adaptado de ERRI D214/RP4, 1999).....	71
Figura 3.3 – Comboios: a) ETR Y500, da rede de alta velocidade italiana e b) ICE2, da rede de alta velocidade alemã	72
Figura 3.4 - Distribuição das tensões de contacto entre a roda e o carril de acordo com a teoria de Hertz	74
Figura 3.5 - Modelação do comboio através de elementos de viga	74
Figura 3.6 - Modos de vibração da locomotiva do comboio ETR Y500	77
Figura 3.7 - Registos do deslocamento e aceleração a meio vão para a passagem do comboio ETR Y500 à velocidade de 326 km/h.....	78
Figura 3.8 - Registos do deslocamento e aceleração a meio vão para a passagem do comboio ETR Y500 à velocidade de 293 km/h.....	79
Figura 3.9 - Localização da carga rolante sobre os elementos do percurso	81
Figura 3.10 - Variação da força nodal no nó i devida à passagem de uma carga rolante admitindo uma função de aproximação: a) hermitiniana; b) linear	81
Figura 3.11 – Lei de variação das acelerações no método de Newmark.....	82

Figura 3.12 – Lei de variação das acelerações no método de Newmark considerando $\gamma = 1/2$, e $\beta = 1/4$	83
Figura 3.13 - Relação entre o coeficiente de amortecimento e a frequência para o amortecimento de Rayleigh	85
Figura 3.14 – Programa “Time History” desenvolvido para implementação da metodologia de cargas móveis no programa SAP2000	90
Figura 3.15 – Janela de opção “Speeds” do programa “Time History”	91
Figura 3.16 – Janela de opção “Trains” do programa “Time History”	91
Figura 3.17 – Janela de opção “ Time Integration Parameters” do programa “Time History” que permite a escolha do método de integração directa a utilizar nas análises dinâmicas .	92
Figura 3.18 – Janela de opção “Modal Damping” do programa “Time History” que permite definir o tipo da matriz de amortecimento a utilizar nas análises dinâmicas	92
Figura 3.19 - Tabela do programa SAP2000 onde são lidas as funções história de carregamento: a) Tabela completa; b) Alguns pontos da tabela	93
Figura 3.20 -Tabela do programa SAP2000 em que é definido o caso “Static”	94
Figura 3.21 -Tabela do programa SAP2000 em que é definido o caso “Time History”	94
Figura 3.22 - Registos da aceleração a meio vão: a) figura do programa SAP2000 e b) figura de uma folha Excel	95
Figura 3.23 - Deslocamentos e acelerações máximos a meio vão para a passagem do comboio ICE2 em função da velocidade	96

CAPÍTULO 4 – MODELAÇÃO NUMÉRICA DO VIADUTO FERROVIÁRIO DEL GENIL

Figura 4.1 – Mapa das linhas espanholas de alta velocidade (Fonte: http://es.wikipedia.org).....	98
Figura 4.2 - Perfil longitudinal do viaduto del Genil.....	99
Figura 4.3 - Corte transversal do tabuleiro do viaduto del Genil	99
Figura 4.4 - Malha de elementos finitos utilizada na discretização de um tramo do tabuleiro	100
Figura 4.5 – Secção transversal da viga caixão	101
Figura 4.6 – Representação: a) da área da superfície definida pela linha média da parede e b) dos troços de parede considerados no cálculo do módulo de torção da secção do tabuleiro	101
Figura 4.7 - Malha de elementos finitos utilizada na discretização de um tramo do tabuleiro	104
Figura 4.8 - Modos de vibração do tabuleiro.....	106

Figura 4.9 - Malha de elementos finitos utilizada na discretização de um tramo do tabuleiro	107
Figura 4.10 - Modos de vibração do tabuleiro	109
Figura 4.11 – Deformação da secção transversal da viga caixão devido a: a) cargas aplicadas sob uma das almas e b) momento em torno do eixo longitudinal da viga caixão	111
Figura 4.12 - Comparação dos valores das frequências dos modos de vibração do tabuleiro, antes e depois do ajuste	113
Figura 4.13 - Relação entre o coeficiente de amortecimento e a frequência para o amortecimento de Rayleigh.....	115
Figura 4.14 - Valores máximos do deslocamento vertical a meio vão em função da velocidade e do incremento de tempo	115
Figura 4.15 - Valores máximos da aceleração vertical a meio vão em função da velocidade e do incremento de tempo	116
Figura 4.16 - Função de resposta em frequência do filtro.....	117
Figura 4.17 - Comparação dos valores máximos da aceleração vertical a meio vão com base em registos filtrados e não filtrados.....	117
Figura 4.18 – Registos temporais filtrados e não filtrados da aceleração vertical a meio vão para $v = 360 \text{ km/h}$ e $\Delta t = 0,0016 \text{ s}$	118
Figura 4.19 - Função de resposta em frequência: a) sinal não filtrado e b) sinal filtrado $v = 360 \text{ km/h}$	118
Figura 4.20 - Valores máximos do deslocamento vertical a meio vão em função da velocidade e do incremento de tempo	119
Figura 4.21 - Valores máximos da aceleração vertical a meio vão em função da velocidade e do incremento de tempo	120
Figura 4.22 - Valores máximos da aceleração vertical a meio vão em função da velocidade e do incremento de tempo	120
Figura 4.23 - Contribuição dos modos de vibração para a resposta em termos de aceleração vertical máxima a meio vão.....	121
Figura 4.24 - Registos temporais da aceleração vertical a meio vão relativas à resposta total e isoladas do 1º e 3º modos de vibração verticais e do 1º modo de vibração de torção	121
Figura 4.25 - Comparação das respostas obtidas pelos métodos de Newmark e da sobreposição modal em termos de: a) deslocamento máximo a meio vão e b) aceleração máxima a meio vão.....	122

Figura 4.26 - Secção transversal do tabuleiro com indicação dos pontos de controlo que serviram de base à análise dinâmica preliminar.....	123
Figura 4.27 - Relação entre o coeficiente de amortecimento e a frequência para o amortecimento de Rayleigh	124
Figura 4.28 - Valores máximos do deslocamento vertical a meio vão em função da velocidade e do incremento de tempo nos nós: a) 960 e b) nó 1527.....	124
Figura 4.29 - Valores máximos da aceleração vertical a meio vão em função da velocidade e do incremento de tempo nos nós: a) 960 e b) nó 1527.....	125
Figura 4.30 - Valores máximos da aceleração vertical a meio vão em função da velocidade obtidos com base em registos filtrados e não filtrados para os nós: a) 960 e b) 1527	126
Figura 4.31 – Registos temporais da aceleração a meio vão no nó 960 para as velocidades de a) 270 km/h e b) 420 km/h	127
Figura 4.32 - Função de resposta em frequência para o nó 960 e considerando $\Delta t = 0.0016$ s: a) $v = 270$ km/h e b) $v = 420$ km/h.....	128
Figura 4.33 – Registos temporais da aceleração a meio vão no nó 1527 para as velocidades de a) 270 km/h e b) 420 km/h	129
Figura 4.34 – Estimativa de resposta em frequência relativas à aceleração no nó 1527 e $v = 420$ km/h para: a) $\Delta t = 0.0016$ s; b) $\Delta t = 0.0024$ s e c) $\Delta t = 0.0032$ s	130
Figura 4.35 - Função de resposta em frequência dos filtros aplicados: a) frequência de corte aos 30 Hz; b) frequência de corte aos 48 Hz.....	131
Figura 4.36 - Valores máximos do deslocamento vertical a meio vão em função da velocidade, para os nós: a) 960 e b) 1527	132
Figura 4.37 - Valores máximos da aceleração vertical a meio vão em função da velocidade, para os nós: a) 960 e b) 1527	133
Figura 4.38 - Função de resposta em frequência para a velocidade de 420 km/h e considerando $\Delta t = 0.0016$ s: a) Nó 960 e b) Nó 1527	134
Figura 4.39 - Valores máximos da aceleração no nó 1527 relativos à contribuição isolada de cada modo de vibração da estrutura para: a) $v = 270$ km/h e b) 420 km/h	134
Figura 4.40 – Contribuição de cada modo de vibração na resposta da estrutura, quando é atingido o valor máxima da aceleração no nó 1527, para as velocidades de: a) $v = 270$ km/h e b) $v = 420$ km/h	135
Figura 4.41 - Comparação dos valores máximos do deslocamento vertical a meio vão em função da velocidade: a) nó 960 e b) nó 1527	136

Figura 4.42 - Comparação dos valores máximos da aceleração vertical a meio vão em função da velocidade: a) nó 960 e b) nó 1527.....	137
Figura 4.43 - Registos temporais da aceleração a meio vão nó 960 para a velocidade de 420 km/h, depois da aplicação de um filtro	138
Figura 4.44 - Registos temporais da aceleração a meio vão nó 1527 para a velocidade de 420 km/h, depois da aplicação de um filtro	138
Figura 4.45 - Registos temporais da aceleração a meio vão nó 1527 para a velocidade de 420 km/h, depois da aplicação de um filtro	139
Figura 4.46 - Função de resposta em frequência para a velocidade de 420 km/h e considerando $\Delta t = 0.0016$ s: a) método de Newmark e b) método da sobreposição modal	140
Figura 4.47 - Comparação dos valores máximos do deslocamento vertical a meio vão em função da velocidade, para os diferentes modelos, obtidos através dos métodos: a) sobreposição modal e b) Newmark	141
Figura 4.48 - Comparação dos valores máximos da aceleração vertical a meio vão em função da velocidade, para os diferentes modelos, obtidos através dos métodos: a) sobreposição modal e b) Newmark	142

CAPÍTULO 5 – ANÁLISE DETERMINÍSTICA DA RESPOSTA DINÂMICA DO VIADUTO FERROVIÁRIO DEL GENIL

Figura 5.1 - Registos dos deslocamentos verticais estáticos a meio vão, em função do espaço percorrido	148
Figura 5.2 – Posições dos eixos do comboio VIRGIN que provocam o valor máximo do deslocamento vertical na secção de meio vão	149
Figura 5.3 - Registos dos momentos estáticos a meio vão, em função do espaço percorrido.....	149
Figura 5.4 – Posições dos eixos do comboio VIRGIN que provocam o valor máximo do momento na secção de meio vão	150
Figura 5.5 - Registos dos esforços transversos estáticos no apoio, em função do espaço percorrido	151
Figura 5.6 – Posições dos eixos do comboio VIRGIN que provocam o valor máximo do esforço transversal na secção do apoio	152
Figura 5.7 - Registos temporais do a) deslocamento e b) aceleração vertical a meio vão para a velocidade de 350 km/h e uma velocidade de ressonância da estrutura para cada um dos comboios	153

Figura 5.8 - Registos temporais do a) momento a meio vão e b) esforço transversal no apoio para a velocidade 350 km/h e uma velocidade de ressonância da estrutura para cada um dos comboios	154
Figura 5.9 - Valores máximos do deslocamento a meio vão para os comboios reais, em função da velocidade	155
Figura 5.10 - Valores máximos do deslocamento a meio vão para os esquemas de carga do modelo HSLM A, em função da velocidade.....	155
Figura 5.11 - Valores máximos do momento a meio vão para os comboios reais, em função da velocidade	156
Figura 5.12 - Valores máximos do momento a meio vão para os esquemas de carga do modelo HSLM A, em função da velocidade.....	156
Figura 5.13 - Valores máximos do esforço transversal no apoio para os comboios reais, em função da velocidade.....	157
Figura 5.14 - Valores máximos do esforço transversal no apoio para os esquemas de cargas do modelo HSLM A, em função da velocidade.....	157
Figura 5.15 - Valores máximos da aceleração a meio vão para os comboios reais, em função da velocidade	158
Figura 5.16 - Valores máximos da aceleração a meio vão para os esquemas de cargas do modelo HSLM A, em função da velocidade.....	158
Figura 5.17 – Comparação das envolventes em termos de i) deslocamento; ii) aceleração; iii) momento a meio vão e iv) esforço transversal no apoio, relativos a comboios reais e ao modelo de carga HSLM A	160
Figura 5.18 – Deslocamentos modais na laje superior da viga caixão referentes aos primeiros 20 modos de vibração do tabuleiro	167
Figura 5.19 – Valores máximos da aceleração vertical obtidos com a contribuição isolada de cada modo de vibração da estrutura: a) nó 931; b) nó 952; c) nó 960 e d) nó 1527 ..	168
Figura 5.20 - Secção transversal do tabuleiro com indicação dos pontos de controlo	169
Figura 5.21 - Valores máximos da aceleração vertical para os nós 931 e 960, obtidos com os comboios reais e para os modelos de carga HSLM A, em função da velocidade.....	170
Figura 5.22 – Valores máximos do deslocamento vertical obtidos com a passagem do comboio A7, em função da velocidade.....	171
Figura 5.23 - Valores máximos da aceleração vertical obtidos com a passagem do comboio A7 em função da velocidade.....	172

Figura 5.24 – Valores máximos da aceleração vertical ao longo de meia laje superior da secção transversal da viga caixa: a) $v = 270$ km/h e b) $v = 370$ km/h.....	173
Figura 5.25 - Valores máximos da aceleração vertical obtidos através de registos filtrados aos 30 Hz, 45 Hz e 60 Hz	174
Figura 5.26 - Valores das acelerações máxima obtidos com as cargas posicionadas no eixo dos carris e sobre os próprios carris, considerando uma frequência de corte de 60Hz	176
Figura 5.27 - Registos do deslocamento vertical na secção de meio vão obtidos com o comboio ICE2 (parâmetros ERRI): a) $v = 200$ km/h e b) $v = 295$ km/h	178
Figura 5.28 - Registos do deslocamento vertical na secção de meio vão obtidos com o comboio ICE2 (parâmetros Paffrath): a) $v = 200$ km/h e b) $v = 295$ km/h	178
Figura 5.29 - Registos da aceleração vertical na secção de meio vão obtidos para o comboio ICE2 usando os parâmetros definidos pela comissão ERRI D214: a) $v = 200$ km/h e b) $v = 295$ km/h.....	179
Figura 5.30 - Registos da aceleração vertical na secção de meio vão obtidos para o comboio ICE2 usando os parâmetros definidos por Paffrath: a) $v = 200$ km/h e b) $v = 295$ km/h	179
Figura 5.31 - Registos do deslocamento vertical na secção de meio vão obtidos para o comboio ETR-Y: a) $v = 200$ km/h e b) $v = 290$ km/h	180
Figura 5.32 - Registos da aceleração vertical na secção de meio vão obtidos para o comboio ETR-Y: a) $v = 200$ km/h e b) $v = 290$ km/h	180
Figura 5.33 - Registo temporais relativos à aceleração vertical na caixa da 2ª (1º pivot) e da penúltima carruagem (2º pivot) do comboio ICE2: a) $v = 200$ km/h (Paffrath); b) $v = 295$ km/h (Paffrath); c) $v = 200$ km/h (ERRI) e d) $v = 295$ km/h (ERRI)	182
Figura 5.34 - Registo temporais relativos à aceleração vertical na caixa da 2ª (1º pivot) e da penúltima carruagem (2º pivot) do comboio ETR-Y: a) $v = 200$ km/h e b) $v = 290$ km/h	183
Figura 5.35 - Deformadas do sistema ponte-comboio em situação de ressonância da estrutura ($v = 290$ km/h).....	184
Figura 5.36 – Comparação dos valores máximos do deslocamento vertical a meio vão para análises com e sem interacção ponte-comboio: a) comboio ETR-Y e b) comboio ICE2.....	185
Figura 5.37 – Comparação dos valores máximos da aceleração vertical a meio vão para análises com e sem interacção ponte-comboio: a) comboio ETR-Y e b) comboio ICE2	186
Figura 5.38 - Amortecimento adicional em função do vão.....	187

Figura 5.39 - Amortecimento adicional em função da velocidade.....	188
Figura 5.40 - Valores máximos da aceleração vertical nas locomotivas e carruagens do comboio ICE2, em função da velocidade, obtidos pela passagem sobre um tramo do viaduto, considerando os parâmetros definidos por Paffrath.....	190
Figura 5.41 - Valores máximos da aceleração vertical nas locomotivas e carruagens do comboio ICE2, em função da velocidade, obtidos pela passagem sobre um tramo do viaduto, considerando os parâmetros definidos pelo ERRI	190
Figura 5.42 - Registos temporais da aceleração vertical no 2º pivot da penúltima carruagem do comboio ICE2: a) $v = 200$ km/h e b) $v = 295$ km/h	191
Figura 5.43 - Valores máximos da aceleração vertical nas locomotivas e carruagens do comboio ETR-Y, em função da velocidade, obtidos pela passagem sobre 1 tramo do viaduto	193
Figura 5.44 - Registo temporais relativos à aceleração vertical na caixa da 2ª (1º pivot) e da penúltima carruagem (2º pivot) do comboio ICE2 obtidos pela passagem por 1 e 5 tramos do viaduto, à velocidade de: a) 200 km/h e b) 295 km/h	195
Figura 5.45 -Registo temporais relativos à aceleração vertical na caixa da 2ª (1º pivot) e da penúltima carruagem (2º pivot) do comboio ETR-Y obtidos pela passagem por 1 e 5 tramos do viaduto, à velocidade de: a) 200 km/h e b) 290 km/h	195
Figura 5.46 - Valores máximos da aceleração vertical nas locomotivas e carruagens do comboio ICE2, em função da velocidade, obtidos pela passagem sobre cinco tramos do viaduto, considerando os parâmetros definidos pelo ERRI	196
Figura 5.47 – Valores máximos aceleração vertical nas locomotivas e carruagens do comboio ETR-Y, em função da velocidade, obtidos pela passagem sobre cinco tramos do viaduto	196
Figura 5.48 - Valores médios e máximos da aceleração vertical nas carruagens do comboio ICE2, em função da velocidade, obtidos pela passagem por 1 e 5 tramos do viaduto, considerando os parâmetros definidos no ERRI.....	198
Figura 5.49 - Valores médios e máximos da aceleração vertical nas carruagens do comboio ETR-Y, em função da velocidade, obtidos pela passagem por 1 e 5 tramos do viaduto	198

CAPÍTULO 6 – SIMULAÇÃO ESTOCÁSTICA DA RESPOSTA DINÂMICA DO VIADUTO FERROVIÁRIO DEL GENIL

Figura 6.1 - Análise de sensibilidade da resposta em relação à massa do tabuleiro, em termos de: a) deslocamento máximo a meio vão e b) aceleração máxima a meio vão.....	205
--	-----

Figura 6.2 - Análise de sensibilidade da resposta em relação ao módulo de elasticidade, em termos de: a) deslocamento máximo a meio vão e b) aceleração máxima a meio vão	205
Figura 6.3 - Análise de sensibilidade da resposta em relação ao amortecimento estrutural, em termos de: a) deslocamento máximo a meio vão e b) aceleração máxima a meio vão	206
Figura 6.4 - Análise de sensibilidade da resposta em relação ao módulo de torção, em termos de: a) deslocamento vertical máximo a meio vão e b) aceleração vertical máxima a meio vão	206
Figura 6.5 – Geração de uma amostra da variável aleatória massa do tabuleiro	211
Figura 6.6 – Geração de uma amostra da variável aleatória módulo de elasticidade do betão	211
Figura 6.7 - Evolução temporal do deslocamento a meio vão nas simulações 4 e 21, para a velocidade de 340 km/h	215
Figura 6.8 - Evolução temporal da aceleração a meio vão nas simulações 4 e 21, para a velocidade de 340 km/h	217
Figura 6.9 – Valores máximos: a) do deslocamento vertical a meio vão e b) da aceleração vertical a meio vão para as todas as simulações, obtidos com o comboio TALGO em função da velocidade	219
Figura 6.10 - Valores máximos do deslocamento a meio vão para as todas as simulações em função do comboio e da velocidade	220
Figura 6.11 - Valores máximos da aceleração a meio vão para as todas as simulações em função do comboio e da velocidade	222
Figura 6.12 - Valores máximos: a) do deslocamento e b) da aceleração a meio vão para todas as simulações e comboios do HSLM A, em função da velocidade	225
Figura 6.13 - Valores máximos: a) do deslocamento e b) da aceleração a meio vão para todas as simulações e comboios reais, em função da velocidade	226
Figura 6.14 - Evolução do deslocamento a meio vão com o número de simulações, para a velocidade em que ocorre o maior valor da aceleração	228
Figura 6.15 - Evolução da aceleração a meio vão com o número de simulações, para a velocidade em que ocorre o maior valor da aceleração	230
Figura 6.16 - Evolução dos valores máximos do deslocamento a meio vão no intervalo [140, 420] (km/h) com o número de simulações	233
Figura 6.17 - Evolução dos valores máximos da aceleração a meio vão no intervalo [140, 420] (km/h) com o número de simulações	235
Figura 6.18 - Resultados em termos de valores médios, médios mais um desvio padrão e máximos do deslocamento a meio vão em função da velocidade	238

Figura 6.19 - Resultados em termos de valores médios, médios mais um desvio padrão e máximos da aceleração a meio vão em função da velocidade	240
Figura 6.20 - Resultados em termos de valores médios, médios mais um desvio padrão e máximos do deslocamento a meio vão para o conjunto dos comboios: a) do modelo de cargas HSLM A e b) reais	243
Figura 6.21 - Resultados em termos de valores médios, médios mais um desvio padrão e máximos da aceleração a meio vão para o conjunto dos comboios: a) do modelo de cargas HSLM A e b) reais	243
Figura 6.22 - Valores máximos: a) do deslocamento vertical a meio vão e b) da aceleração vertical a meio vão para os comboios do HSLM A	244
Figura 6.23 - Valores máximos: a) do deslocamento vertical a meio vão e b) da aceleração vertical a meio vão para os comboios reais.....	245

CAPÍTULO 7 – AVALIAÇÃO DO COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DO VIADUTO FERROVIÁRIO DEL GENIL

Figura 7.1 - Comparação dos valores máximos do momento a meio vão obtidos por aplicação do modelo LM71, por intermédio de uma análise dinâmica e da adopção de um coeficiente de amplificação dinâmica para: i) comboio VIRGIN e ii) HSLM A7.....	251
Figura 7.2 Comparação dos valores máximos do esforço transversal no apoio obtidos por aplicação do modelo LM71, por intermédio de uma análise dinâmica e da adopção de um coeficiente de amplificação dinâmica para: i) comboio VIRGIN e ii) HSLM A7	252
Figura 7.3 - Comparação dos valores máximos do deslocamento a meio vão obtidos na simulação estocástica com os limites definidos na EN 1991-2 para: i) comboios reais e ii) HSLM A.....	254
Figura 7.4 - Comparação dos valores máximos da aceleração a meio vão obtidos na simulação estocástica com os limites definidos na EN 1990-A2 para i) comboios reais e ii) HSLM A	258
Figura 7.5 - Comparação dos valores máximos da aceleração nos comboios ETR-Y e ICE2 com o limite correspondente a um nível de conforto Muito Bom	261
Figura 7.6 - Definição do valor mínimo da relação L / δ que corresponde a um nível de conforto Muito	262

ÍNDICE DE QUADROS

CAPÍTULO 2 – ASPECTOS REGULAMENTARES NO DIMENSIONAMENTO DE PONTES FERROVIÁRIAS

Quadro 2.1 - Valores característicos da carga vertical e das distâncias a considerar nos modelos SW/0 e SW/2	21
Quadro 2.2 - Modelo de cargas HSLM-A: Características dos comboios universais A1 a A10 (adaptado de EN 1991-2 (2003))	32
Quadro 2.3 - Condições de aplicação dos modelos de cargas HSLM-A e HSLM-B (adaptado de EN 1991-2 (2003))	33
Quadro 2.4 – Carregamento a utilizar nas análises dinâmicas em função do número de vias na ponte (adaptado de EN 1991-2 (2003))	34
Quadro 2.5 - Valores do coeficiente de amortecimento (ξ) para efeitos de dimensionamento	40
Quadro 2.6 - Número de vias a carregar para a verificação dos estados limites de deformação e vibração (adaptado de EN 1991-2 (2003))	45
Quadro 2.7 - Definição dos grupos de acções associadas a tráfego ferroviário (adaptado de EN 1991-2 (2003))	46
Quadro 2.8 – Valores dos coeficientes (ψ_i) para o dimensionamento de pontes ferroviárias (adaptado de EN 1990-A2(2005))	48
Quadro 2.9 - Valores de cálculo para combinações de acções para estado limite último de equilíbrio (adaptado de EN 1990-A2, 2005)	50
Quadro 2.10 - Valores de cálculo para combinações de acções para estado limite de rotura de elementos estruturais, quando não estão envolvidas acções geotécnicas (Caso B); (adaptado de EN 1990-A2, 2005)	50
Quadro 2.11 - Valores de cálculo para combinações de acções para estado limite de rotura de elementos estruturais, quando estão envolvidas acções geotécnicas (Caso C); (adaptado de EN 1990-A2, 2005)	51
Quadro 2.12 - Valores de cálculo para combinações de acções acidentais e sísmicas (adaptado de EN 1990-A2, 2005)	51

Quadro 2.13 - Valores de cálculo para combinações de acções para estado limite de utilização (adaptado de EN 1990-A2, 2005)	52
Quadro 2.14 - Valores máximos do empenamento do tabuleiro (adaptado de EN1990-A2 (2005)).....	56
Quadro 2.15 – Valores máximos das rotações (θ_v)	57
Quadro 2.16 - Variação angular e raio de curvatura máximos	58
Quadro 2.17 - Valores indicativos da aceleração máxima nas carruagens para três níveis de conforto	59

CAPÍTULO 3 – METODOLOGIAS NUMÉRICAS DE ANÁLISE DINÂMICA DO SISTEMA PONTE-COMBOIO

Quadro 3.1 - Características das locomotivas e carruagens	73
Quadro 3.2 - Características dos elementos de viga utilizados na modelação do comboio ICE2	75
Quadro 3.3 - Características dos elementos de viga utilizados na modelação do comboio ETR Y500.....	76
Quadro 3.4 - Frequências e coeficientes de amortecimentos relativos aos primeiros quatro modos de vibração das carruagens e locomotivas dos comboios ETR Y500 e ICE2.....	77
Quadro 3.5 - Esquema da metodologia para o estudo da interacção entre o comboio e a ponte.....	89

CAPÍTULO 4 – MODELAÇÃO NUMÉRICA DO VIADUTO FERROVIÁRIO DEL GENIL

Quadro 4.1 - Características geométricas e mecânicas da secção transversal do tabuleiro	103
Quadro 4.2 - Frequências naturais e significado físico dos modos de vibração	103
Quadro 4.3 - Características geométricas da secção transversal do tabuleiro	104
Quadro 4.4 - Frequências naturais e significado físico dos modos de vibração	105
Quadro 4.5 - Espessuras dos elementos de casca utilizados na modelação do tabuleiro	107
Quadro 4.6 - Frequências naturais e significado físico dos modos de vibração	108
Quadro 4.7 - Resultados em termos de reacções nos apoios, deslocamento e rotação a meio vão, para o peso próprio do tabuleiro e modelo de carga LM71.....	110
Quadro 4.8 - Frequências naturais calculadas referentes aos modelos de casca, viga e grelha.....	112

Quadro 4.9 – Valores da massa volúmica e do momento de inércia polar de massa, antes e após o ajuste.....	113
---	-----

Quadro 4.10 – Frequências naturais calculadas referentes aos modelos de casca, viga e grelha depois do ajuste	113
---	-----

CAPÍTULO 5 – ANÁLISE DETERMINÍSTICA DA RESPOSTA DINÂMICA DO VIADUTO FERROVIÁRIO DEL GENIL

Quadro 5.1 - Valores máximos (em módulo) do deslocamento a meio vão, momento a meio vão e esforço transversal no apoio.....	152
---	-----

Quadro 5.2 - Valores máximos do deslocamento, aceleração e momento a meio vão e esforço transversal no apoio, para os comboios reais e modelo de carga HSLM A	159
---	-----

Quadro 5.3 – Velocidades de ressonância associadas ao maior pico da resposta de cada um dos comboios reais e modelo de carga HSLM A	162
---	-----

Quadro 5.4 - Coeficientes de amplificação dinâmica relativos ao deslocamento e ao momento a meio vão e ao esforço transversal no apoio.....	163
---	-----

Quadro 5.5 - Características das suspensões das carruagens do comboio ICE2, utilizadas nas análises dinâmicas	192
---	-----

Quadro 5.6 - Resultados das análises dinâmicas em que foram consideradas diferentes características das suspensões das carruagens do comboio ICE2.....	192
--	-----

Quadro 5.7 - Valores médios e máximos da aceleração vertical nas locomotivas e carruagens dos comboios ICE2 e ETR-Y	197
---	-----

CAPÍTULO 6 – SIMULAÇÃO ESTOCÁSTICA DA RESPOSTA DINÂMICA DO VIADUTO FERROVIÁRIO DEL GENIL

Quadro 6.1 – Valores base do módulo de elasticidade do betão, massa do tabuleiro, módulo de torção e amortecimento estrutural	204
---	-----

Quadro 6.2 - Valores das variáveis aleatórias obtidos nas 31 simulações e do correspondente valor da 1ª frequência de flexão vertical da estrutura.....	213
---	-----

CAPÍTULO 7 – AVALIAÇÃO DO COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DO VIADUTO FERROVIÁRIO DEL GENIL

Quadro 7.1 - Valores do momento máximo na secção de meio vão para os comboios reais e HSLM A	255
--	-----

Quadro 7.2 - Valores do esforço transversal máximo na secção do apoio para os comboios reais e HSLM A.....	256
Quadro 7.3 - Valores do deslocamento vertical máximo na secção de meio vão para os comboios reais e HSLM A.....	257
Quadro 7.4 Valores máximos da aceleração vertical na secção de meio vão para os comboios reais e esquemas de carga HSLM A	259
Quadro 7.5 Valores do empenamento t , entre as secções de meio vão e do apoio para os comboios reais e esquemas do modelo de carga HSLM A.....	260

CAPÍTULO 1

INTRODUÇÃO

1.1 ENQUADRAMENTO

A entrada dos países de leste na União Europeia no início do século XXI veio dar nova expressão à globalização de mercados e circulação de mão-de-obra na Europa. A curta distância que separa estes países dos grandes centros de decisão da Europa, aliada ao seu enorme potencial de crescimento, terá que ser visto por Portugal como um incentivo ao seu rápido desenvolvimento, para que este não perca novamente o comboio de alta velocidade que outros países tão bem desenvolveram.

A importância que o transporte ferroviário teve, e continua a ter, no progresso económico e social de cada país está bem visível nos projectos para a construção de novas linhas de alta velocidade na Alemanha, França, Itália, Espanha, Áustria, Finlândia e Suécia.

Apesar de alguns avanços e recuos registados, Portugal encontra-se também neste momento a implementar a sua rede ferroviária de alta velocidade. Tratar-se-á de um empreendimento de grande importância para o desenvolvimento do país, que mobilizará avultados investimentos económicos e envolverá um número significativo de meios humanos, através do qual se conseguirá reduzir em cerca de 50% os actuais tempos de viagem e que permitirá efectuar a ligação do País a uma vasta rede europeia.

Com o sucesso previsto para as linhas Lisboa-Porto e Lisboa-Madrid, a construção das outras linhas anteriormente previstas na cimeira ibérica da Figueira da Foz, Porto-Vigo, Aveiro-Salamanca e Faro-Huelva, será uma questão de poucos anos, e conduzirá à tão esperada recuperação dos anos de atraso em relação aos restantes países europeus.

Os condicionalismos impostos aos traçados das linhas ferroviárias de alta velocidade originam o aparecimento de um número muito elevado de obras de arte, muitas delas de elevada extensão.

As acções específicas do dimensionamento de pontes ferroviárias numa linha de alta velocidade, principalmente os efeitos dinâmicos a que estão submetidas, condicionam em grande parte a escolha das soluções estruturais. “Las deformaciones, desplazamientos y aceleraciones en los tableros de los puentes de ferrocarril que afectan a la vía instalada en ellos, son estados limite de servicio para el puente, pero estados limite últimos para la vía o para los vehículos que circulan, en cuanto afectan a su seguridad” (Nasarre, 2004).

Apesar da grande diversidade existente de tabuleiros das pontes ferroviárias para alta velocidade, alguns dos países com larga experiência neste tipo de pontes têm optado maioritariamente pela solução de tabuleiro recorrendo a vigas caixão, devido não só ao excelente aproveitamento de material, mas também porque este tipo de secção apresenta elevada resistência e rigidez à flexão e torção, aspectos muito importantes para o bom desempenho estrutural deste tipo de soluções.

Neste contexto, este trabalho será direccionado na aplicação e desenvolvimento de metodologias para a análise dinâmica de pontes sob acção de tráfego ferroviário a alta velocidade, com o propósito do estudo dos efeitos dinâmicos, com particular incidência nos fenómenos de ressonância neste tipo de soluções. Estas metodologias, serão aplicadas ao estudo de um viaduto pertencente a linha de alta velocidade Córdoba – Málaga, cujo tabuleiro é constituído por uma viga caixão em betão pré-esforçado.

1.2 REDES FERROVIÁRIAS DE ALTA VELOCIDADE

Com os jogos olímpicos de Tóquio em 1964 assistiu-se à inauguração da primeira linha ferroviária de alta velocidade que ligou a cidade de Osaka à capital Nipónica. O percurso foi efectuado em 3h10m, a uma velocidade de 210 km/h, o que representou uma diminuição do anterior tempo de viagem em mais de 50%. Só no primeiro ano de exploração da linha foram transportados 31 milhões de passageiros.

Apesar do enorme sucesso da alta velocidade no Japão, somente em 1981, com a ligação Paris- Lyon, teve início a exploração da primeira linha de alta velocidade na Europa.

Desde essa data registou-se um aumento crescente do número de passageiros transportados, tendo-se atingido em 2000 cerca de 59,2 biliões de passageiros × km, na Europa, e 71,2 biliões de passageiros x km, no Japão (Figura 1.1).

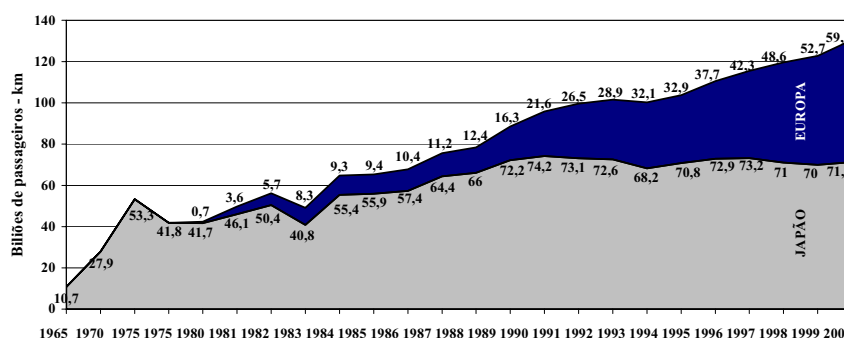


Figura 1.1 - Evolução do tráfego ferroviário de alta velocidade no Japão e na Europa
(Fonte : CER, 2002)

A linha Paris-Lyon, com 470 km de extensão, era inicialmente percorrida a uma velocidade de 260 km/h, tendo sido incrementada sucessivamente até à velocidade de 300 km/h. Logo no primeiro ano foram transportados entre 15 a 20 milhões de passageiros.

Em 1994 foi aberto ao tráfego o primeiro troço da rede europeia de alta velocidade, a linha PBKAL (Paris – Bruxelas – Koln – Amesterdão – Londres) (CER, 2002). Em apenas 10 anos assistiu-se à triplicação do tráfego nesta rede, acompanhada por um aumento gradual das velocidades comerciais de exploração, que passaram dos iniciais 200 km/h para os 300 km/h, com as novas linhas a serem já projectadas para uma velocidade de 350 km/h. As velocidades atingidas permitiram diminuir os tempos de viagem em cerca de 50% (Figura 1.2) o que fez com que o tráfego a alta velocidade passasse a representar a maior percentagem do tráfego ferroviário. Refira-se a propósito que nos primeiros cinco meses de

2002 o TGV atingiu uma cota de 63% do tráfego total da SNCF (“Société Nationale des Chemins de Fer”).

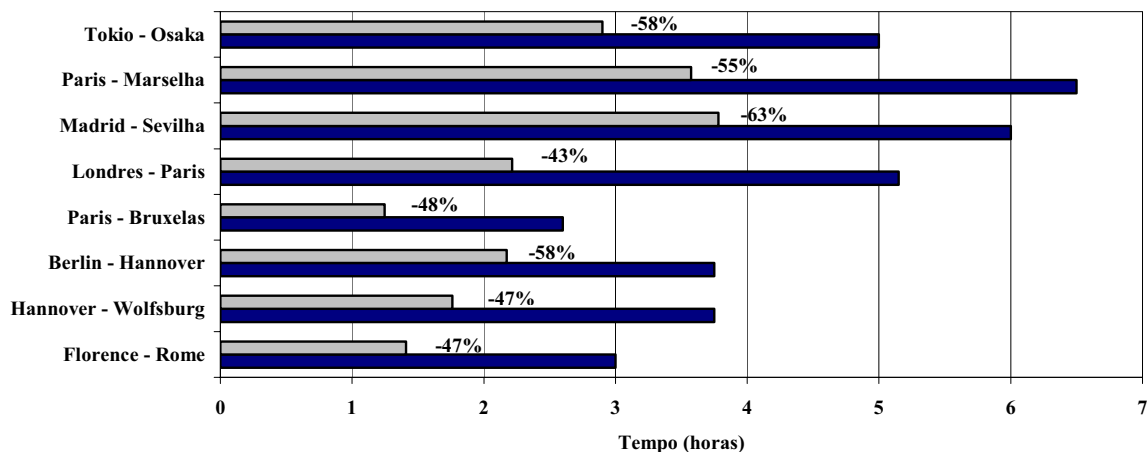


Figura 1.2 - Tempos de viagem antes e após a introdução da alta velocidade (Fonte : CER, 2002)

Atingiu-se um ponto em que o transporte a alta velocidade começou a concorrer directamente com o transporte aéreo, não só pela duração das viagens como também pela grande qualidade de serviço oferecida. Para viagens de duração inferior a 2h30m a relação de passageiros transportados comboio/avião chega a atingir os 75%, mostrando-se inferior ou igual a 50% apenas para tempos de viagem superiores a cerca de 4h (Figura 1.3).

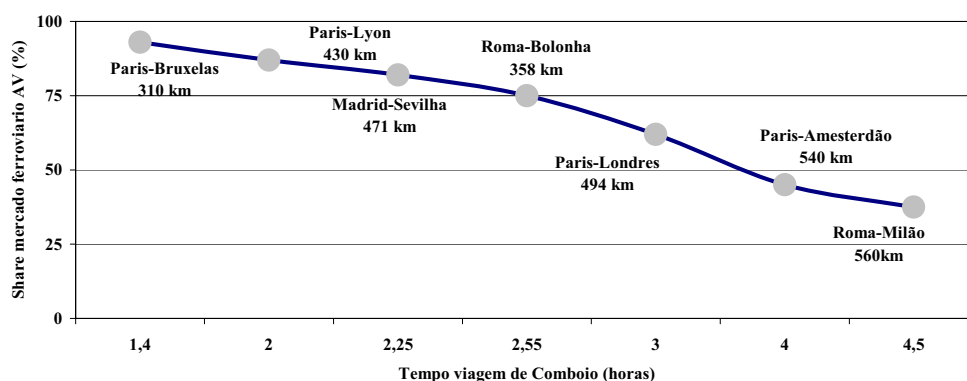


Figura 1.3 - Relação de passageiros transportados Comboio/Avião (Fonte : CER, 2002)

Um estudo recente revelou que em 2010 a alta velocidade deverá ter um aumento de 51 biliões passageiros × km, dos quais 2/3 serão provenientes de outros meios de transporte (CER, 2002). Este aumento deverá ter repercussões muito importantes, sendo de

destacar a diminuição do problema dos transportes a nível do seu congestionamento, e a nível ambiental a redução das emissões de CO₂ para a atmosfera (Figura 1.4).

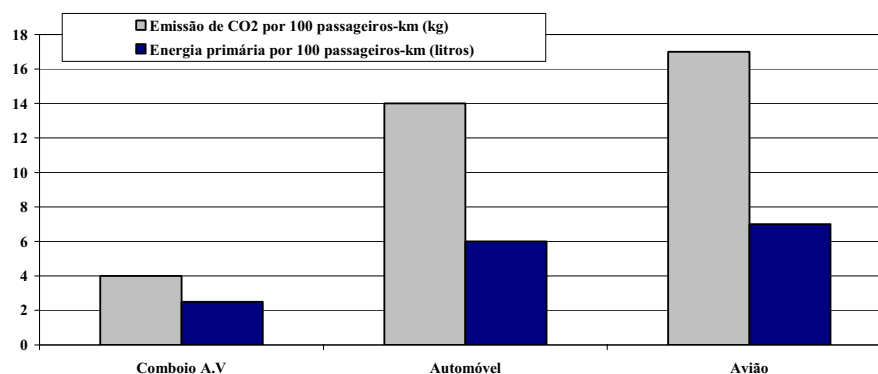


Figura 1.4 - Emissões de CO₂ e energia primária para diferentes meios de transporte (Fonte : CER, 2002)

Os 3.260 km de linhas de alta velocidade existentes na Europa em 2002 deverão atingir os 10.000 km em 2020 com a construção de novas linhas na Alemanha, França, Itália, Espanha, Áustria, Finlândia, Suécia e Portugal (CER, 2002).

Como resultado desta expansão a distância entre as duas principais cidades portuguesas será percorrida em pouco mais de 1h, e passaremos a fazer parte integrante da rede europeia de alta velocidade através de diversas ligações a Espanha (Figura 1.5).



Figura 1.5 - Rede transeuropeia de alta velocidade – 2020 (Fonte : CER, 2002)

1.3 SOLUÇÕES ESTRUTURAIS MAIS UTILIZADAS NAS REDES FERROVIÁRIAS DE ALTA VELOCIDADE

O levantamento das diferentes soluções estruturais utilizadas na construção de linhas ferroviárias de alta velocidade permitiu observar que países como a Espanha e Itália optaram, na maioria das suas obras de arte, por sistemas estruturais isostáticos, dando preferência à rapidez na execução das obras.

O viaduto Taro (Figura 1.6) situado ao km 92,044 da linha ferroviária de alta velocidade (LAV) Milão – Bolonha, em Parma, é um bom exemplo deste tipo de solução. Os 1057,8 m de comprimento deste viaduto são vencidos por 42 tramos simplesmente apoiados, com aproximadamente 25 m, constituídos por quatro vigas pré-fabricadas em forma de V ligadas superiormente por uma laje betonada “in situ”.



Figura 1.6 – Viaduto Taro localizado na LAV Milão – Bolonha (Fonte : <http://www.tav.it>)

A Alemanha foi outro dos países europeus a optar por soluções simplesmente apoiadas, mas neste caso a principal razão não foi a rapidez da execução das obras, mas sim a possibilidade de, em qualquer altura, ser possível efectuar uma substituição parcial ou total do tabuleiro num curto espaço de tempo.

A Figura 1.7 diz respeito ao Viaduto Pfieffetalbrücke, localizado na LAV Hanover – Würzburg, com um comprimento total de 812 m. O tabuleiro é constituído por uma viga caixão em betão armado pré-esforçado que vence um vão máximo de 116 m.



Figura 1.7 – Viaduto Pfieffetalbrücke localizado na LAV Hanover – Würzburg
(Fonte: <http://fr.structurae.de>)

Em sentido oposto, foi possível observar que a grande parte das obras de arte realizadas em França recorrem a sistemas estruturais hiperstáticos, obtendo-se assim estruturas mais esbeltas e um maior aproveitamento das características dos materiais.



Figura 1.8 - Viadutos de Avignon, linha TGV Méditerranée (Fonte: <http://fr.structurae.de>)

Na linha ferroviária de alta velocidade francesa TGV Méditerranée foi construído o duplo viaduto de Avignon (Figura 1.8), com um comprimento total de 1500 m. Os tabuleiros são contínuos e constituídos por vigas caixão em betão pré-esforçado, construídas através de aduelas pré-fabricadas, chegando a alcançar vãos da ordem dos 100 m.

Em relação à secção transversal dos tabuleiros das LAV, foram identificadas todas as tipologias normalmente utilizadas nas pontes ferroviárias convencionais, estando a escolha do material (betão, aço ou mistas aço-betão) associada à tradição de cada país, e a sua tipologia, relacionada com os vãos máximos dos tramos das referidas pontes.

Tabuleiros mistos são muito utilizados nas LAV francesas, sendo normalmente constituídos por vigas principais metálicas e lajes em betão armado. Na Figura 1.9 é apresentada a ponte Bussy-le-Château, pertencente à linha TGV Est, sendo o tabuleiro misto constituído por vigas laterais metálicas, e uma laje em betão onde perfis metálicos se encontram embebidos. Esta solução é normalmente utilizada para vãos inferiores aos 40 m.



Figura 1.9 – Ponte Bussy-le-Château na linha TGV Est (Fonte: <http://fr.structurae.de>)

Na linha de alta velocidade TGV Méditerranée está inserido o viaduto Drome (Figura 1.10), cujo tabuleiro é constituído por duas vigas principais metálicas solidarizadas por uma laje de betão armado. Neste tipo de soluções, que podem vencer vãos até aos 60 m, o banzo inferior das vigas principais é ligado através de elementos metálicos, conseguindo-se, assim, um funcionamento em secção fechada e consequentemente um grande aumento da rigidez à torção.



Figura 1.10 – Viaduto Drome na linha TGV Méditerranée (Fonte: <http://fr.structurae.de>)

A utilização de um treliça metálica inferior, ligada superiormente por uma laje em betão armado, é outra das soluções normalmente utilizadas em tabuleiros mistos. Na LAV que liga a cidade belga de Liège à fronteira alemã, está inserido o viaduto Hammerbrücke, (Figura 1.11), com dois tramos de 100 m de comprimento, cujo tabuleiro é constituído por uma solução deste tipo.



Figura 1.11 – Viaduto hammerbrücke na LAV entre Liège e a fronteira alemã (Fonte: <http://fr.structurae.de>)

Quando se pretende alcançar grandes vãos ($L > 70$ m) através de soluções com tabuleiros mistos aço-betão, uma das soluções mais utilizadas é a Bowstring, na qual uma laje em betão apoiada em carlingas transversais constituídas por perfis metálicos, se encontra suspensa nos arcos da ponte. Uma das maiores virtudes desta solução é a sua componente

estética. No Viaduto Garde-Adhémar (Figura 1.12) da linha TGV Méditerranée é utilizada uma Bowstring em arco duplo, o que permitiu vencer vãos da ordem dos 110 m.



Figura 1.12 – Viaduto Garde-Adhémar, linha TGV Méditerranée
(Fonte: <http://fr.structurae.de>)

Como solução singular de tabuleiros mistos apresenta-se a ponte Hollandsch Diep (Figura 1.13), com um comprimento total de 1190 m, composta por múltiplos tramos contínuos. Esta ponte insere-se nos 16 km da LAV que liga Roterdão a Moerdijk, que por sua vez integra os 100 km da linha de alta velocidade que ligará Amesterdão à fronteira Belga, em construção. A secção transversal do tabuleiro foi construída através de aduelas metálicas em forma de caixão, superiormente solidarizadas por uma laje de betão armado.



Figura 1.13 – Ponte Hollandsch Diep na linha Roterdão – Moerdijk (Fonte: Hart, 2003)

Tabuleiros constituídos por vigas pré-fabricadas em betão armado pré-esforçado, em forma de I, correntemente utilizados nas linhas de alta velocidade italianas, foram empregues pela primeira vez em França na linha LGV Est – Européenne (Figura 1.14). Os tabuleiros de via única, com 7 m de largura, são constituídos por 7 vigas com 22,5 m de comprimento e uma altura de 1,35 m, ligados superiormente por uma laje em betão armado com uma espessura de 25 cm.



Figura 1.14 – Viaduto pertencente ao lote 18 da linha LGV Est – Européenne
(Fonte: <http://fr.structurae.de>)

Uma das soluções mais utilizadas nas LAV's italianas consiste na utilização de duas vigas pré-esforçadas pré-fabricadas com secção em caixão, ligadas ao nível da laje por uma pequena selagem realizada “in situ” e por vigas transversais pós-tensionadas (Figura 1.15).



Figura 1.15 – Montagem de um tabuleiro constituído duas vigas caixão pré-fabricadas
(Fonte: Evangelista, 2004)

A linha ferroviária de alta velocidade de Taiwan incorpora nas suas obras de arte 140 km de tabuleiros pré-fabricados, com secção transversal em forma de caixão (Figura 1.16). Os viadutos foram projectados de modo a que as vigas pré-fabricadas tivessem comprimentos entre os 30 e os 35 m.



Figura 1.16 – Vigas caixão pré-fabricadas pertencentes à linha C215 das LAV' de Taiwan (Fonte: <http://fr.structurae.de>)

Outra das soluções com tabuleiros em betão pré-esforçado consiste na utilização de uma viga caixão pré-fabricada de duas células (Figura 1.17). No tabuleiro do viaduto de Piacenza, pertencente à linha Milão – Bolonha, foram utilizadas 150 vigas deste tipo, com um peso de 970 t/viga e um vão máximo de 33,1 m.



Figura 1.17 – Viaduto de Piacenza na linha Milão – Bolonha (Fonte: Evangelista, 2004)

Para grandes vãos, uma das soluções mais utilizadas consiste na utilização de aduelas pré-fabricadas em betão armado em forma de caixão, que são posteriormente ligadas através de cabos de pré-esforço. Na Figura 1.18 pode observar-se a montagem das referidas aduelas no viaduto de Avignon, pertencente à LAV francesa TGV Méditerranée.



Figura 1.18 – Montagem das aduelas em caixão no viaduto de Avignon a linha TGV Méditerranée (Fonte: <http://www.trainweb.org>)

No caso de pontes ferroviárias de alta velocidade construídas por avanços sucessivos, recorre-se normalmente a tabuleiros cuja secção transversal é uma viga caixão monocelular pré-esforçada. Na Figura 1.19 pode observar-se o tabuleiro constituído por uma viga caixão pré-esforçada, do viaduto Calatayud – Ricla, pertencente à linha de alta velocidade, Madrid – Barcelona.



Figura 1.19 – Secção em viga caixão do Viaduto Calatayud – Ricla na LAV Madrid – Barcelona (Fonte: <http://www.eipsa.net>)

A ponte sobre o Rio Ebro (Figura 1.20), situada na LAV espanhola Madrid – Saragoça – Fronteira francesa, com 546 m de comprimento, vence um vão máximo de 120 m, e pode-se considerar um estrutura singular, já que os comboios circulam pelo interior de um tabuleiro em betão pré-esforçado em forma de U. A existência dos vazios circulares ao longo da ponte, que a torna numa obra de arte única, obriga a que o tabuleiro seja pré-esforçado longitudinal e transversalmente.



Figura 1.20 – Ponte sobre o Rio Ebro na linha Madrid – Saragoça – Fronteira francesa
(Fonte: Manterola, 2004)

A principal conclusão a retirar do levantamento efectuado aos tabuleiros das pontes ferroviárias de alta velocidade, consiste no facto da secção transversal em forma de caixão, ter sido encontrada para toda a gama de vãos com comprimentos superiores a 15 m, bem como em todas as soluções estruturais existentes.

A secção em forma de caixão, além de conduzir a um excelente aproveitamento de material, apresenta elevada resistência e rigidez à flexão e torção, características importantes no caso de pontes que servem de suporte a duas vias de circulação ferroviária. Estes factores fazem com que os tabuleiros constituídos por este tipo de secção sejam dos mais utilizados nas pontes ferroviárias de alta velocidade.

1.4 OBJECTIVOS E CONTEÚDO DA TESE

Os objectivos deste trabalho subordinam-se ao estudo dos efeitos dinâmicos e ao desenvolvimento de metodologias para a análise dinâmica de pontes sob acção de tráfego ferroviário a alta velocidade.

A aplicação obrigatória, nos países membros da União Europeia, da directiva 96/48/EC de 1996, onde foram definidos os critérios de interoperabilidade, conduziu a um dos objectivos deste trabalho: um estudo exaustivo da regulamentação que será necessário seguir no dimensionamento de pontes ferroviárias de alta velocidade (EN 1991-2, EN 1990 - A2), e dos documentos que lhe deram origem (ERRI D214/RP).

O estudo e a comparação de várias metodologias de cálculo utilizadas na análise dinâmica de pontes sob acção de tráfego ferroviário a alta velocidade, bem como a sua implementação num programa comercial, foram outros dos objectivos que levaram à elaboração desta dissertação.

No decurso deste trabalho foi realizado um estudo dinâmico de um viaduto pertencente à linha ferroviária de alta velocidade Córdoba-Málaga, de modo a avaliar o seu comportamento face as acções de tráfego ferroviário e a eventual necessidade da elaboração de modelos numéricos mais complexos.

Dentro dos vários fenómenos de natureza dinâmica deu-se particular importância ao estudo das vibrações de tabuleiros constituídos por uma viga caixão em betão pré-esforçado e aos factores que as influenciam (modos de vibração local, degradação da carga, frequência de corte), já que acelerações excessivas do tabuleiro podem levar à instabilidade do balastro.

Um dos aspectos que pode condicionar o dimensionamento de uma ponte está relacionado com o conforto dos passageiros, o qual pode ser avaliado através da comparação dos valores das acelerações nas carruagens com os limites estabelecidos na EN 1990-A2. A determinação das acelerações em comboios reais e a sua variabilidade espacial ao longo de todas as carruagens foi outro dos objectivos da elaboração desta dissertação.

A dificuldade na caracterização de alguns parâmetros relativos à própria ponte (módulo de elasticidade, massa volúmica e módulo de torção do betão, restantes cargas permanentes, amortecimento estrutural, etc.) e a sua influência nos resultados das análises dinâmicas, e consequentemente no dimensionamento de uma ponte, conduziram ao desenvolvimento de uma análise estocástica, com o objectivo de melhor compreender o comportamento estrutural da ponte.

A estrutura da presente dissertação é constituída por oito capítulos. Nos parágrafos que se seguem é efectuada uma descrição sumária de cada um desses capítulos.

No Capítulo 1, após se efectuar o enquadramento do tema da tese, é apresentada uma breve descrição da evolução das redes ferroviárias de alta velocidade, são referidas as principais soluções adoptadas nas pontes ferroviárias de alta velocidade, a nível do seu esquema estrutural e da secção transversal dos tabuleiros, e apresentados os objectivos da presente dissertação bem como caracterizados os capítulos que a compõem.

No Capítulo 2 são apresentados os aspectos regulamentares no dimensionamento de pontes ferroviárias definidos na EN 1991-2 e EN 1990-A2, bem como as diferenças relevantes existentes entre estes e os códigos espanhol, IAPF (“Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de ferrocarril”), e italiano, “Intruzioni n°I/SC/PS-OM/2298”.

O Capítulo 3 aborda os modelos de análise do comportamento dinâmico do sistema ponte comboio. É apresentado um modelo computacional (Cruz (1994), Calçada (1995), Delgado (1996, 1997, 1999)) que considera a interacção entre o comboio e a ponte, bem como o modelo utilizado na discretização do próprio comboio. É ainda descrita a implementação de um modelo de cargas móveis no programa de elementos finitos SAP 2000. O método de integração de Newmark e o método da sobreposição modal são apresentados para a resolução do sistema de equações de equilíbrio dinâmico

No Capítulo 4 é apresentada a modelação numérica do viaduto ferroviário del Genil, constituído por sete tramos simplesmente apoiados e cuja secção transversal é composta por uma viga caixão unicelular de betão armado pré-esforçado. O tabuleiro foi discretizado através de três tipos de modelos: modelo de elementos de viga dispostos no eixo; modelo de elementos de viga dispostos em grelha; modelo de elementos finitos de casca. É ainda apresentado um estudo dinâmico preliminar, desenvolvido com o intuito de analisar a sensibilidade da resposta da estrutura em função do método de integração utilizado na resolução do sistema de equações de equilíbrio dinâmico.

No Capítulo 5 é realizada uma análise determinística da resposta dinâmica do viaduto ferroviário del Genil. É dada particular importância aos fenómenos de amplificação dinâmica originados pelas vibrações induzidas pela passagem de tráfego ferroviário de alta velocidade. Os modos de vibração local do tabuleiro, a degradação transversal das cargas dos eixos e a consideração de diferentes frequências de corte, foram estudados como factores que influenciam as acelerações de tabuleiros constituídos por uma viga caixão em betão pré-esforçado. A transferência de energia existente entre a ponte e as suspensões dos comboios foi analisada através de modelos com interacção entre a ponte e o comboio e

avaliada em termos dos efeitos nos deslocamentos e acelerações do tabuleiro. Estas mesmas análises foram utilizadas para o estudo do conforto dos passageiros e da variabilidade espacial das acelerações ao longo do comboio.

No Capítulo 6 é apresentada uma análise estocástica dos efeitos dinâmicos provocados por tráfego ferroviário a alta velocidade no viaduto del Genil. A simulação do comportamento estrutural foi realizada através do método de simulação de Monte-Carlo. Esta análise é precedida de uma análise de sensibilidade da resposta estrutural da ponte em relação às diversas variáveis aleatórias intervenientes na modelação estocástica.

No Capítulo 7 as respostas dinâmicas do viaduto del Genil, obtidas para a passagem dos comboios reais ETR-Y, EUROSTAR, ICE2, TALGO, TGV, THALYS, e VIRGIN e dos dez comboios do modelo de cargas HSLM-A, são avaliadas do ponto de vista da segurança estrutural, da segurança da via e do conforto dos passageiros, tendo por base o estabelecido na EN 1991-2 e EN 1990-A2.

No Capítulo 8 são apresentadas as conclusões gerais do trabalho desenvolvido, bem como as perspectivas relativas ao seu desenvolvimento futuro.

CAPÍTULO 2

ASPECTOS REGULAMENTARES NO DIMENSIONAMENTO DE PONTES FERROVIÁRIAS

2.1 INTRODUÇÃO

O dimensionamento das pontes ferroviárias deve ser efectuado segundo os novos códigos europeus, “Eurocodes for construction”, que se encontram de acordo com a directiva 96/48/EC de 1996, onde foram definidos os critérios de interoperabilidade para as redes europeias de alta velocidade a serem aplicados em todos os estados membros da União Europeia.

A secção da EN 1991-2 que diz respeito às pontes ferroviárias (“Railway Bridges”), e o anexo A2 da EN 1990, resultaram da investigação da comissão de especialistas D214 do ERRI (ERRI D214/RP9, 2001) composta por membros de diferentes companhias ferroviárias Europeias (SNCF, DB AG, Italferr Spa, RENFE, entre outras). Esta comissão procurou dar resposta a quatro grandes questões: i) porque é que o coeficiente dinâmico pelo qual eram multiplicados os efeitos estáticos dos modelos de carga que representavam o tráfego ferroviário já não é suficiente para cobrir os efeitos dinâmicos provocados pela circulação dos actuais comboios; ii) em que casos é que devem ser realizadas análises dinâmicas; iii) como devem ser modeladas as pontes, a via e o comboio; iv) quais os critérios a serem respeitados com o intuito de se obter um bom comportamento das estruturas (comboio, via e ponte).

Neste capítulo serão apresentados os aspectos regulamentares no dimensionamento de pontes ferroviárias definidos na EN 1991-2 e EN 1990-A2, bem como as diferenças relevantes existentes entre estes e os códigos espanhol, IAPF (“Instrucción sobre las

acciones a considerar en el proyecto de puentes de ferrocarril”), e italiano, “Intruzioni n°I/SC/PS-OM/2298”. Como exemplo, refere-se o caso de as normas espanhola e italiana definirem como obrigatória a realização de análises dinâmicas no caso de a velocidade de circulação ser superior aos 220 km/h, o que não é sempre aplicável quando utilizada a EN 1991-2.

2.2 MODELOS DE CARGAS VERTICAIS

Para o dimensionamento de pontes ferroviárias são definidos quatro modelos de carga que pretendem representar os efeitos estáticos do tráfego ferroviário: o modelo LM71, o modelo SW/0, o modelo SW/2 e o modelo “unloaded train”.

As diferenças existentes ao nível do volume de tráfego bem como das cargas por eixo dos veículos nas diferentes redes ferroviárias foram tidas em linha de conta na definição dos modelos de carga.

É ainda definido um quinto modelo de carga, HSLM, que pretende representar os efeitos do tráfego ferroviário de passageiros a velocidades superiores aos 200 km/h.

As características do modelo de carga HSLM serão definidas em 2.3.3.2, apresentando-se em seguida as características dos restantes quatro modelos de carga.

2.2.1 Modelo de carga LM71

O modelo de cargas LM71 (Figura 2.1) representa os efeitos estáticos do tráfego ferroviário normal, sendo constituído por:

- i) quatro cargas concentradas (Q_{vk}) de 250 kN, dispostas no eixo da via, separadas longitudinalmente entre si de 1,6 m, na posição que resulte mais desfavorável para o elemento em estudo. Se for mais desfavorável, poderá eliminar-se alguma destas cargas, mantendo a distância entre as restantes;
- ii) cargas uniformemente distribuídas ($q_{vk} = 80$ kN/m) pelo eixo da via, colocadas nas posições que sejam mais desfavoráveis para o elemento em estudo. Poderão ser aplicadas por tramos, existindo zonas da estrutura sem cargas aplicadas, se deste caso resultar uma situação mais desfavorável.

Estas cargas deverão ser multiplicadas por um coeficiente de classificação α , função do tipo de tráfego. Este coeficiente poderá ser igual a 0,75, 0,83 ou 0,91, no caso de tráfego mais leve, e a 1,10, 1,21, 1,33 ou 1,46, no caso de tráfego mais pesado que o normal. Em

linhas internacionais recomenda-se a utilização de um coeficiente superior à unidade. Em Portugal, o modelo de carga LM71 não é classificado ($\alpha = 1$), encontrando-se em elaboração pela comissão CT115 o documento nacional de aplicação da EN 1991-2, que fixará o valor a adoptar no futuro. Em Espanha, a norma IAPF estabelece para as linhas com bitola ibérica, 1668 mm, ou internacional, 1435 mm, $\alpha = 1,21$. Em Itália, a “Intruzioni n°I/SC/PS-OM/2298” estabelece $\alpha = 1,10$ para as linhas de alta velocidade.

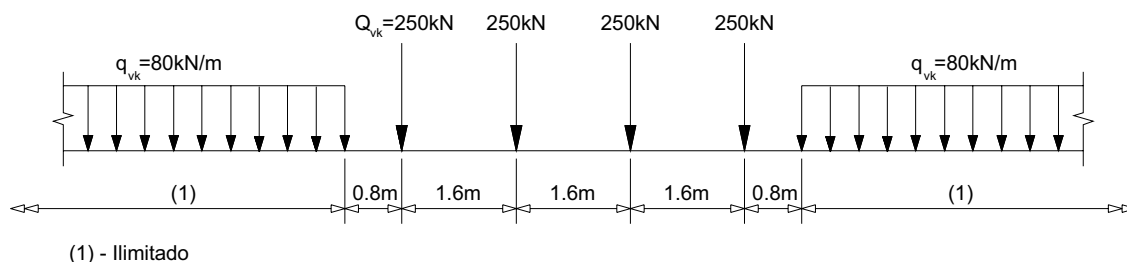


Figura 2.1 - Modelo de carga LM71

2.2.2 Modelos de carga SW/0 e SW/2

O modelo de carga SW/0 representa os efeitos estáticos do tráfego ferroviário normal em pontes contínuas. Os efeitos estáticos do tráfego pesado em todos os tipos de ponte são caracterizados através do modelo SW/2

O esquema de cargas referente a estes modelos encontra-se representado na Figura 2.2.

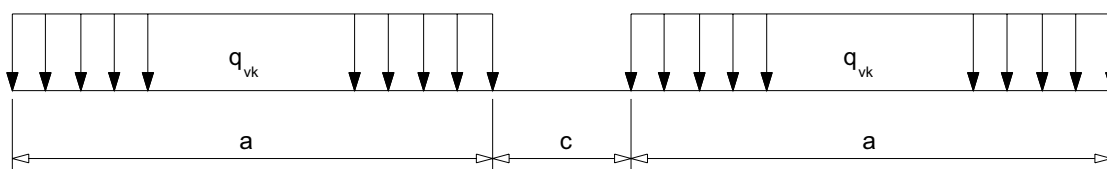


Figura 2.2 - Modelos de cargas SW/0 e SW/2

Os valores característicos das cargas e os parâmetros geométricos encontram-se indicados no Quadro 2.1.

Quadro 2.1 - Valores característicos da carga vertical e das distâncias a considerar nos modelos SW/0 e SW/2

Modelo de cargas	q_{vk} (kN/m)	a (m)	c (m)
SW/0	133	15,0	5,3
SW/2	150	25,0	7,0

O modelo de cargas SW/0 deve ser multiplicado pelo factor α de acordo com o descrito em 2.2.1.

2.2.3 Modelo do comboio sem carga (“unloaded train”)

O modelo “unloaded train” consiste numa carga vertical uniformemente distribuída com um valor característico de 10 kN/m. A combinação deste modelo de carga com outras acções de tráfego ferroviário é utilizada na verificação da estabilidade transversal das pontes.

2.2.4 Distribuição das cargas pelos carris, travessas e balastro

As cargas transmitidas pelos eixos dos comboios são geralmente aplicadas nos modelos de análise de pontes como um conjunto de forças pontuais.

Na realidade as cargas são distribuídas pela via ficando a estrutura sujeita a cargas móveis distribuídas. Neste caso os efeitos provenientes da zona posterior da carga ficam desfasados dos efeitos provocados pela zona anterior e como consequência os efeitos na estrutura vêm reduzidos (ERRI D214/RP9, 2001).

Na Figura 2.3 pode-se observar a redução da aceleração vertical máxima (R) em função da razão v/f_1 , em que v é a velocidade do comboio e f_1 o valor da primeira frequência de vibração por flexão vertical da ponte, considerando a carga distribuída numa largura w de 2,5 m e 3,0 m.

A observação da figura permite concluir que em pontes com relações v/f_1 inferiores a 6 m, deve ser considerada a distribuição das cargas, para assim se obter valores da aceleração mais baixos e ao mesmo tempo mais reais.

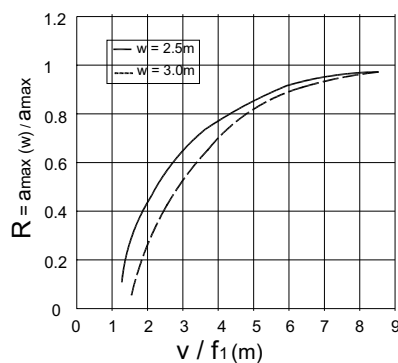


Figura 2.3 – Redução da aceleração máxima vertical para larguras de distribuição de uma carga pontual de 2,5 m e 3,0 m (adaptado de ERRI D214/RP9, 2001)

A distribuição das cargas pontuais pelos carris, travessas e balastro pode levar assim ao dimensionamento otimizado de alguns elementos estruturais, sendo de salientar neste contexto os elementos em contacto directo com a via como as lajes, longarinas ou carlingas do tabuleiro.

2.2.4.1 Distribuição longitudinal pelo carril

Cada carga pontual poderá ser repartida por três travessas. A travessa localizada sob a carga estará sujeita a 50% e as travessas adjacentes sujeitas a 25% da carga total, como se pode observar na Figura 2.4.

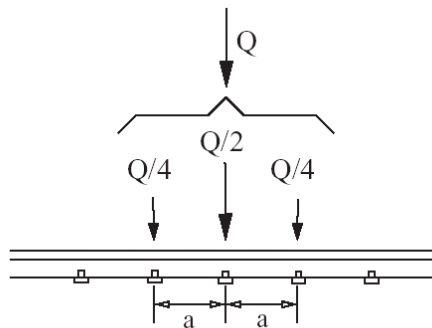


Figura 2.4 - Distribuição longitudinal da carga pelo carril

2.2.4.2 Distribuição longitudinal pela travessa e balastro

Em vias balastradas a carga aplicada em cada travessa poderá ser distribuída longitudinalmente considerando uma pendente de 4:1 (vertical:horizontal) na espessura do balastro conforme representado na Figura 2.5.

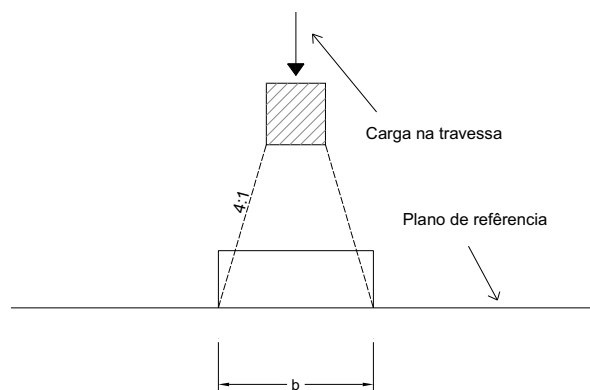


Figura 2.5 - Distribuição longitudinal da carga pela travessa e pelo balastro

2.2.4.3 Distribuição transversal pela travessa e balastro

Pela observação Figura 2.6 pode-se concluir que em vias balastradas a carga aplicada em cada travessa poderá ser distribuída transversalmente considerando uma pendente de 4:1 (vertical:horizontal) na espessura do balastro.

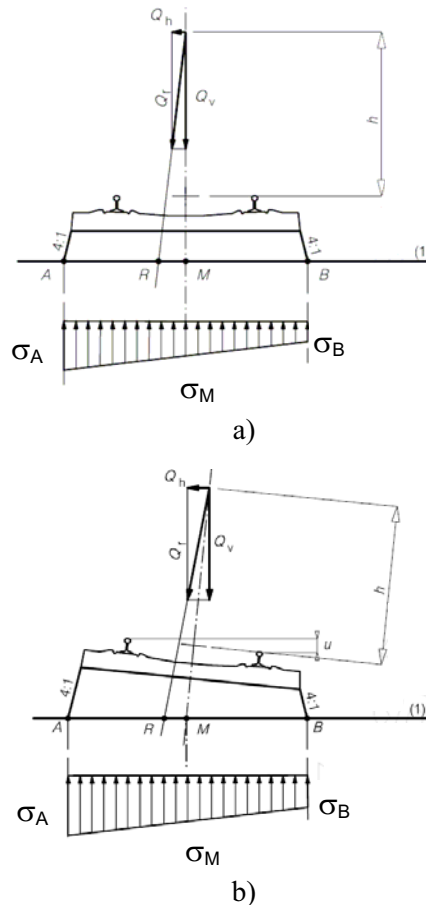


Figura 2.6 - Distribuição transversal da carga pela travessa e pelo balastro num troço de via:
a) sem sobrelevação e b) com sobrelevação

2.3 EFEITOS DINÂMICOS

A solicitação do tráfego ferroviário é de natureza dinâmica. Como consequência a resposta (deslocamentos, esforços, etc) pode tomar valores consideravelmente maiores do que os que seriam obtidos caso o carregamento fosse de natureza estática. Tal deve-se principalmente:

- i) à natureza móbil das cargas que produz um incremento de carga ou mesmo uma descarga dinâmica;

- ii) à passagem sucessiva de grupos de eixos regularmente espaçados com frequências que coincidem com as frequências naturais da ponte, ou submúltiplos destas, podendo assim provocar fenómenos de ressonância;
- iii) às irregularidades da via, do carril e aos defeitos das próprias rodas dos comboios.

Na determinação dos esforços, deslocamentos, acelerações, etc, provocados pelas acções de tráfego os efeitos referidos acima devem ser tidos em linha de conta.

Dentre os muitos factores que influenciam o comportamento dinâmico das pontes há a destacar a velocidade do tráfego, o vão da ponte ou o comprimento “determinante” do elemento estrutural em causa, a massa da estrutura, a frequência natural e o amortecimento da estrutura, o número e as cargas por eixo dos comboios, o espaçamento dos eixos e as irregularidades da via.

2.3.1 Factor dinâmico Φ

A expressão do factor dinâmico Φ representa uma envolvente de cálculos realizados num conjunto de pontes e elementos estruturais reais de modo a ter-se em conta os efeitos dinâmicos resultantes do tráfego ferroviário (IAPF, 2003). Este factor deverá ser multiplicado pelos efeitos estáticos produzidos pelos modelos de cargas LM71, SW/0 e SW/2.

Os fenómenos de ressonância bem como os que se produzem em situações singulares não estão cobertos pelo factor dinâmico. Nestes casos é necessário a realização de análises dinâmicas que avaliem de forma correcta estes efeitos.

De acordo com a qualidade da manutenção da via são definidas duas expressões para o cálculo do factor dinâmico:

- i) vias com boa manutenção:

$$\Phi_2 = \frac{1,44}{\sqrt{L_\phi} - 0,2} + 0,82 \quad (2.1)$$

com $1,00 \leq \Phi_2 \leq 1,67$.

- ii) vias com manutenção normal:

$$\Phi_3 = \frac{2,16}{\sqrt{L_\phi} - 0,2} + 0,73 \quad (2.2)$$

com $1,00 \leq \Phi_3 \leq 2,00$

sendo L_ϕ o comprimento “determinante” para o elemento estrutural em causa (Tabela 6.2 da EN 1991-2).

Na ausência de informações sobre a qualidade da via deverá ser utilizado o factor dinâmico Φ_3 .

Na norma IAPF, é referido o facto de para alguns elementos estruturais poder ser mais desfavorável considerarem-se os efeitos dinâmicos mínimos (descargas). Estes valores mínimos têm origem no carácter vibratório dos efeitos dinâmicos, que provocam valores superiores e inferiores em relação aos efeitos estáticos.

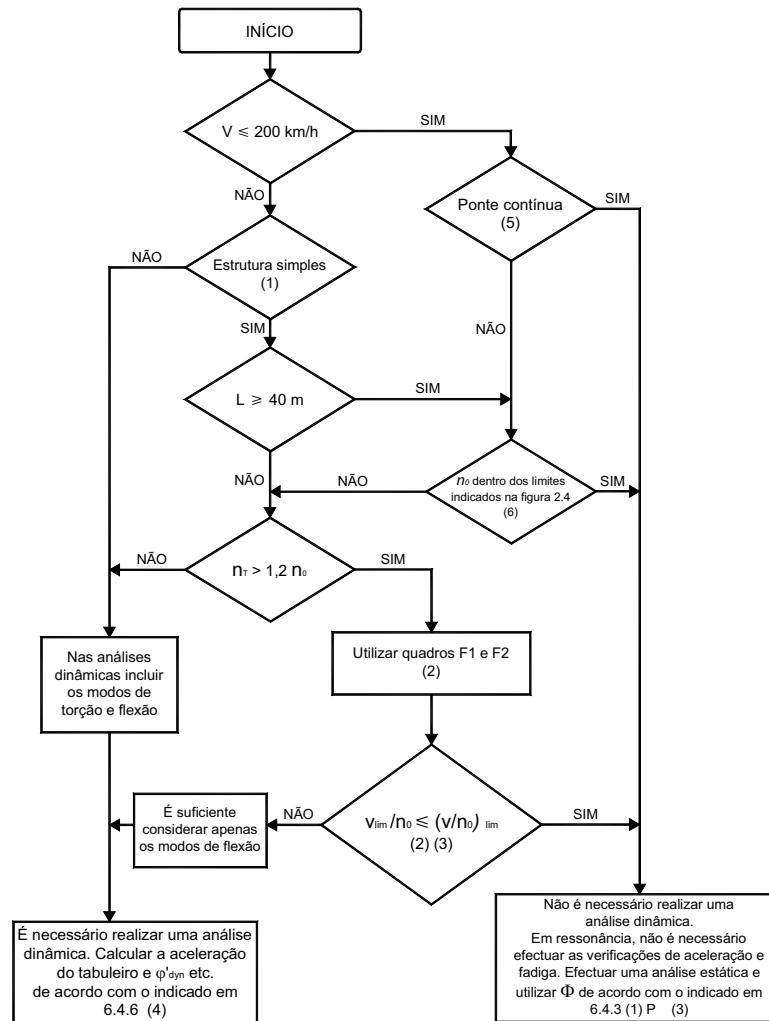
Na falta de estudos dinâmicos mais completos, o valor do coeficiente de impacto mínimo, Φ_{\min} , pode ser calculado através da seguinte expressão:

$$\Phi_{\min} = 2f_e - \Phi_r \quad (2.3)$$

sendo f_e um coeficiente que representa a razão entre a resposta estática devida a um comboio real de alta velocidade e a resposta estática devida ao modelo LM71 (de um modo conservativo pode-se utilizar para Φ_{\min} o valor de 0,25) e ϕ_r representa o valor do factor dinâmico, ou seja, a razão entre a resposta dinâmica devida a um comboio real de alta velocidade e a resposta estática devida ao modelo LM71.

2.3.2 Critérios para a realização de uma análise dinâmica

A decisão acerca da necessidade da realização de uma análise dinâmica ou estática é tomada com base no fluxograma da Figura 2.7.



- (1) Válido para pontes simplesmente apoiadas com comportamento semelhante ao de uma viga ou laje sem viés;
- (2) As tabelas F1 e F2 e os respectivos limites de validade são apresentados no Anexo F;
- (3) Deve ser realizada uma análise dinâmica no caso de a velocidade de operação dos comboios reais ser igual a uma velocidade de ressonância da estrutura. Ver 6.4.6.6 e Anexo F;
- (4) ϕ'_{dyn} é um coeficiente de amplificação dinâmica para comboios reais dado em 6.4.6.5 (3);
- (5) Válido caso a ponte verifique os requisitos em termos de resistência e os limites de deformação dados na EN1990 A2.4.4 e a máxima aceleração nas carruagens (ou os limites de deformação associados) corresponda a um nível de conforto muito bom de acordo com a EN1990-prAnnexA2;
- (6) Para pontes em que a primeira frequência natural (n_0) se situe dentro dos limites da Figura 2.8 e a velocidade máxima da linha no local da ponte não exceda os 200 km/h, não é necessária a realização de uma análise dinâmica;
- (7) Para pontes em que a primeira frequência natural (n_0) exceda o limite superior da Figura 2.8 é necessária a realização de uma análise dinâmica. Ver também 6.4.6.1.1 (7).

Figura 2.7 - Fluxograma para a determinação da necessidade de realização de uma análise dinâmica da ponte (adaptado de EN 1991-2, 2003)

Na Figura 2.7 V (km/h) é a velocidade máxima da linha no local da ponte; L (m) é o vão; n_0 (Hz) é a 1ª frequência natural de vibração por flexão vertical da ponte; n_T (Hz) é a 1ª frequência natural de vibração por torção da ponte; v_{lim} (km/h) é a velocidade nominal máxima e $(v/n_0)_{lim}$ são limites indicados no Anexo F da EN 1991-2.

Na Figura 2.8 estão representados os limites superiores e inferiores para a frequência fundamental da ponte em função do vão.

O limite superior da frequência foi estabelecido tendo em conta os efeitos dinâmicos provocadas pelas irregularidades da via, sendo definido pela expressão:

$$n_0 = 94,76L^{-0,748} \quad (2.4)$$

O limite inferior da frequência está directamente relacionado com as amplificações dinâmicas, sendo dado por:

$$n_0 = \begin{cases} \frac{80}{L} \Leftarrow 4 \text{ m} \leq L \leq 20 \text{ m} \\ 23,58L^{-0,592} \Leftarrow 20 \text{ m} \leq L \leq 100 \text{ m} \end{cases} \quad (2.5)$$

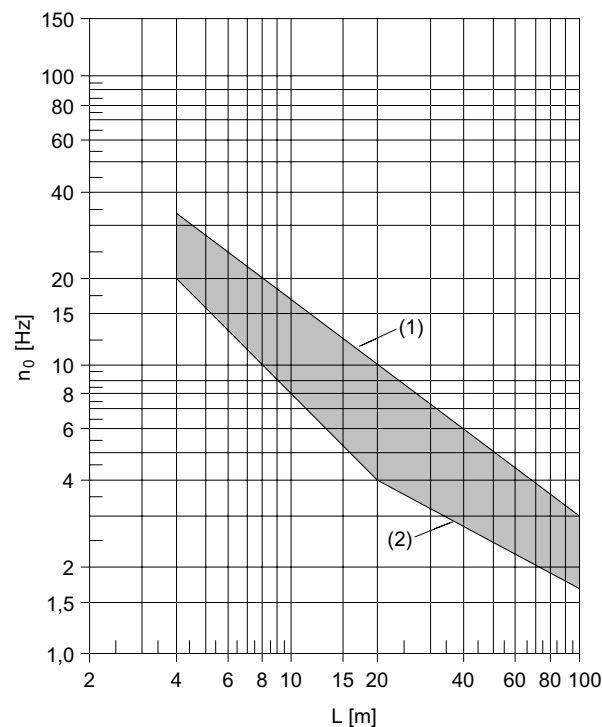


Figura 2.8 - Limites da frequência natural da ponte n_0 (Hz) em função do vão L (m) (adaptado de EN 1991-2, 2003)

Para pontes simplesmente apoiadas a frequência fundamental de vibração por flexão vertical pode ser estimada através da seguinte expressão:

$$n_0 [Hz] = \frac{17,75}{\sqrt{\delta_0}} \quad (2.6)$$

sendo $\delta_0 [mm]$ a flecha a meio vão devido às acções permanentes.

As normas IAPF e a “Intruzioni n°I/SC/PS-OM/2298” definem que para velocidades superiores a 220 km/h é sempre necessária a realização de análises dinâmicas.

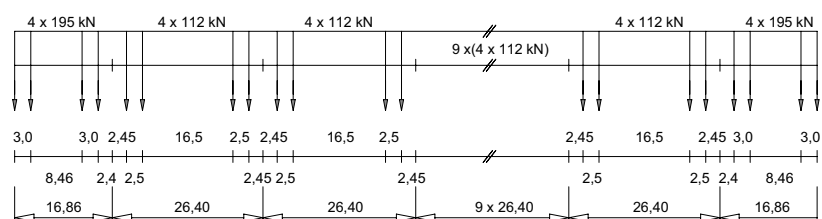
2.3.3 Requisitos para a realização de uma análise dinâmica

2.3.3.1 Modelos de carga para comboios reais

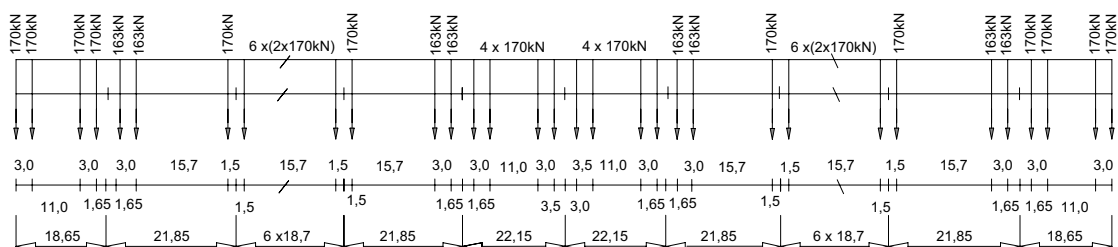
As análises dinâmicas deverão ser realizadas usando os valores característicos das cargas referentes aos comboios reais especificados para o projecto e que possam circular a velocidades superiores a 200 km/h.

Na Figura 2.9 são apresentados os modelos de cargas representativos dos comboios existentes actualmente na rede europeia de alta velocidade.

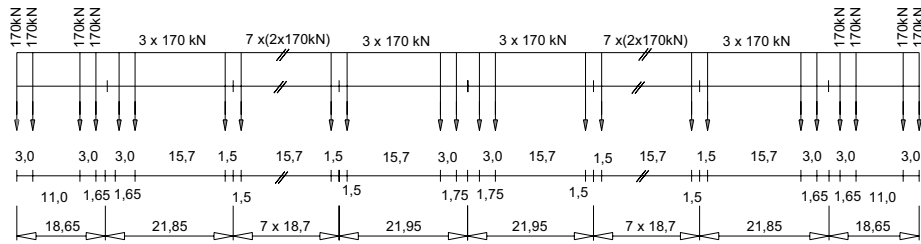
Tipo A ($\sum Q = 6936 \text{ kN}$; $v = 350 \text{ km/h}$; $L = 350,52 \text{ m}$; $q = 19,8 \text{ kN/m}$)



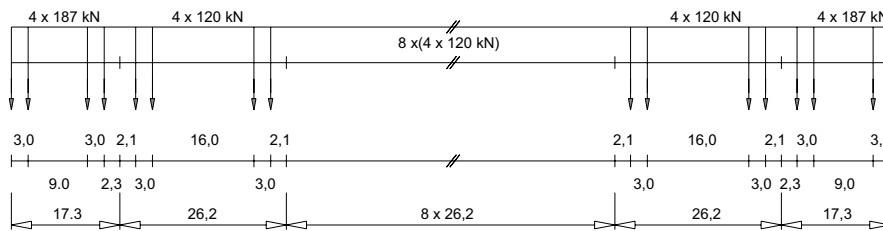
Tipo B ($\sum Q = 8784 \text{ kN}$; $v = 350 \text{ km/h}$; $L = 393,34 \text{ m}$; $q = 22,3 \text{ kN/m}$)



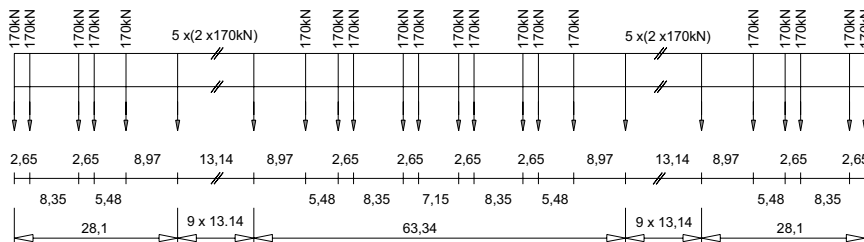
Tipo C ($\sum Q = 8160 \text{ kN}$; $v = 350 \text{ km/h}$; $L = 386,67 \text{ m}$; $q = 21,1 \text{ kN/m}$)



Tipo D ($\sum Q = 6296 \text{ kN}$; $v = 350 \text{ km/h}$; $L = 295,70 \text{ m}$; $q = 21,3 \text{ kN/m}$)



Tipo E ($\sum Q = 6800 \text{ kN}$; $v = 350 \text{ km/h}$; $L = 356,05 \text{ m}$; $q = 19,1 \text{ kN/m}$)



Tipo F ($\sum Q = 7480 \text{ kN}$; $v = 350 \text{ km/h}$; $L = 258,70 \text{ m}$; $q = 28,9 \text{ kN/m}$)

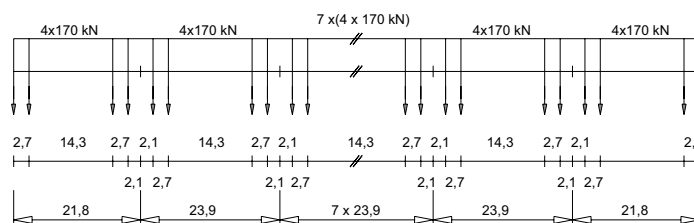


Figura 2.9 - Esquemas de cargas dos comboios da rede europeia de alta velocidade (adaptado de EN 1991-2, 2003)

Os comboios apresentados podem ser agrupados em três tipos:

- comboios convencionais, em que cada carruagem possui dois bogies (Figura 2.10 a)). São deste tipo os comboios ICE2 (Tipo A), ETR-Y (tipo D) e VIRGIN (Tipo F);

- ii) comboios articulados, com bogies nas articulações entre carruagens (Figura 2.10 b)). São deste tipo os comboios THALYS (Tipo B), TGV (Tipo B) e EUROSTAR (Tipo C);
- iii) comboios regulares, com apenas um eixo nas articulações entre carruagens (Figura 2.10 c)). É deste tipo o comboio TALGO-AV (Tipo E).

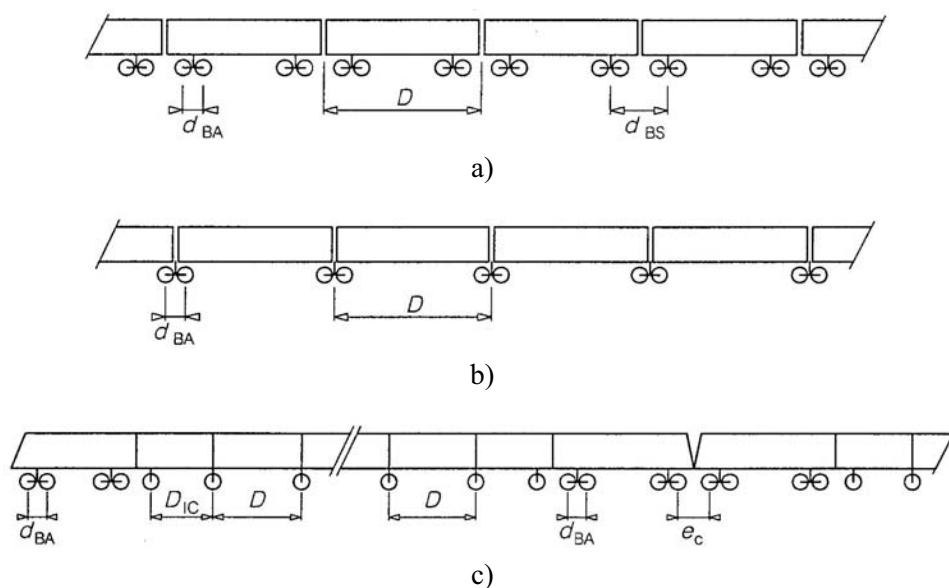


Figura 2.10 - Tipos de comboios reais: a) Convencional; b) Articulado; c) Regular (adaptado de EN 1991-2, 2003)

A norma espanhola IAPF refere que só em casos especiais ou quando requerido pelas autoridades competentes é que se torna necessário a utilização nas análises dinâmicas dos comboios reais.

2.3.3.2 Modelos de carga HSLM

Para atender aos critérios de interoperabilidade estabelecidos para a rede ferroviária de alta velocidade (TSI, 2002) as análises dinâmicas deverão ser efectuadas para os modelos de carga HSLM (“High Speed Load Model”).

Os modelos de cargas HSLM compreendem duas famílias de comboios, A e B, estabelecidos de modo a que os seus efeitos sejam envolventes dos comboios que circulam actualmente e possam vir a circular no futuro na rede europeia de alta velocidade.

Modelos de carga HSLM - A

O modelo HSLM-A é formado por 10 comboios. Cada comboio é formado por duas locomotivas, duas carruagens extremas e carruagens intermédias (Figura 2.11). O número de carruagens intermédias (N), o comprimento das carruagens (D) e o espaçamento entre eixos de bogie (d) encontram-se indicados no Quadro 2.2.

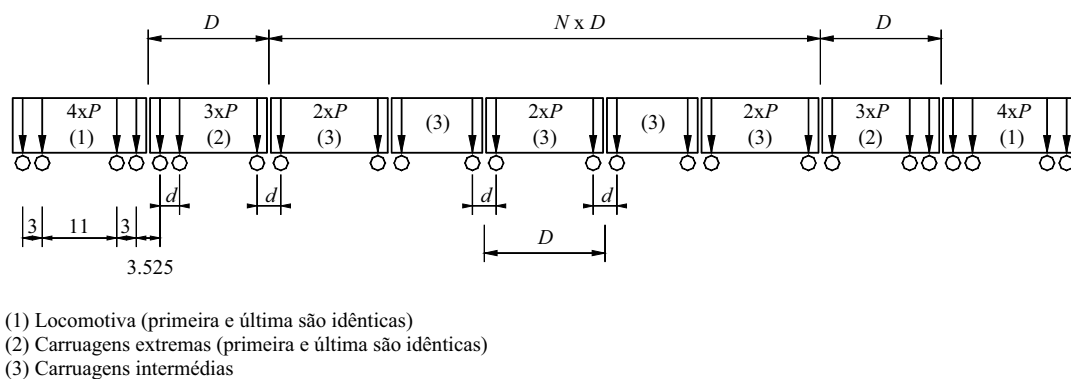


Figura 2.11 - Modelo de cargas HSLM-A (adaptado de EN 1991-2, 2003)

Quadro 2.2 - Modelo de cargas HSLM-A: Características dos comboios universais A1 a A10 (adaptado de EN 1991-2 (2003))

Comboio Universal	N	D (m)	d (m)	P (kN)
A1	18	18	2,0	170
A2	17	19	3,5	200
A3	16	20	2,0	180
A4	15	21	3,0	190
A5	14	22	2,0	170
A6	13	23	2,0	180
A7	13	24	2,0	190
A8	12	25	2,5	190
A9	11	26	2,0	210
A10	11	27	2,0	210

Modelos de carga HSLM - B

O HSLM-B é constituído por um conjunto de N cargas pontuais com o valor de 170 kN, espaçadas uniformemente de d (Figura 2.12 a). Os valores de N e d são obtidos por consulta da Figura 2.12 b).

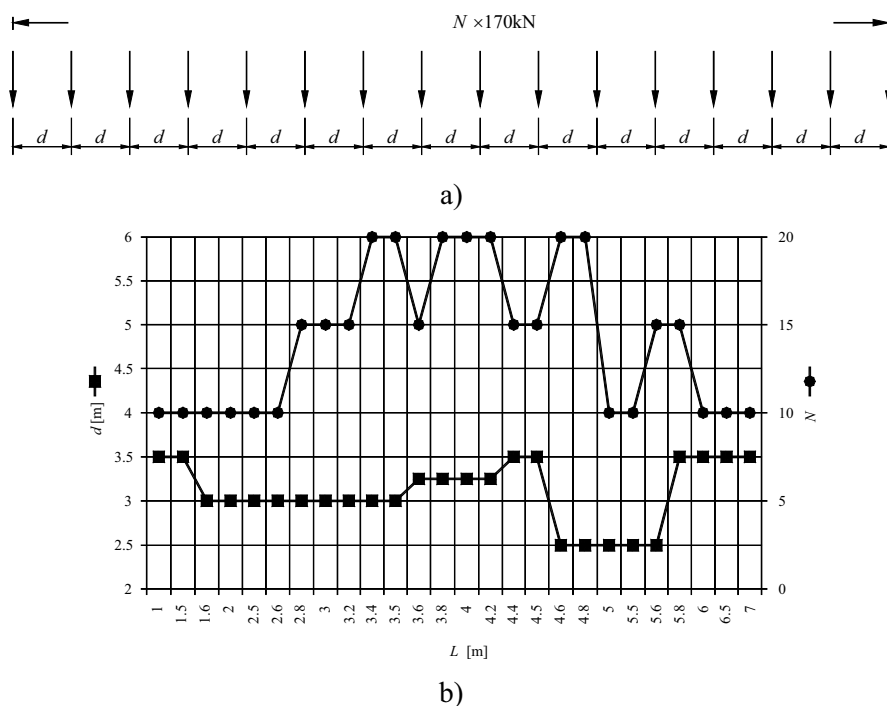


Figura 2.12 - Modelo de cargas HSLM-B: a) Configuração; b) Gráfico para a determinação de N e d em função de L (adaptado de EN 1991-2, 2003)

Condições de aplicação dos HSLM

No Quadro 2.3 apresentam-se as condições de aplicação dos modelos de cargas HSLM-A e HSLM-B, função do esquema estrutural e do vão da ponte.

Quadro 2.3 - Condições de aplicação dos modelos de cargas HSLM-A e HSLM-B (adaptado de EN 1991-2 (2003))

Esquema estrutural	$L < 7$ m	$L \geq 7$ m
Tramo Simplesmente Apoiado ^a	HSLM-B ^b	HSLM-A ^c
Estrutura Continua ^a ou Estrutura Complexa ^c	HSLM-A Comboios A1 a A10 inclusive ^d	HSLM-A Comboios A1 a A10 inclusive ^d

^a Válido para pontes simplesmente apoiadas com comportamento assemelhável ao de viga ou laje sem viés;

^b Para tramos simplesmente apoiados com vão até 7 m apenas um único comboio crítico do modelo de cargas HSLM-B deverá ser usado para as análises dinâmicas, de acordo com 6.4.6.1.1 (5);

^c Para tramos simplesmente apoiados com vão superior ou igual a 7 m apenas um único comboio crítico do modelo de cargas HSLM-A é usado nas análises dinâmicas, de acordo o Anexo E (em alternativa todos os comboios A1 a A10 podem ser usados);

^d Todos os comboios de A1 a A10 inclusive devem ser usados no dimensionamento;

^e Qualquer estrutura que não cumpra a nota ^a, como por exemplo, estruturas com viés, pontes em que o comportamento à torção seja significativo, estruturas em arco onde os modos das vigas principais e da laje tenham contributos significativos. Para estas estruturas complexas deve igualmente ser aplicado o HSLM-B.

O carregamento a utilizar nas análises dinâmicas encontra-se definido no Quadro 2.4 em função do número de vias na ponte.

Quadro 2.4 – Carregamento a utilizar nas análises dinâmicas em função do número de vias na ponte (adaptado de EN 1991-2 (2003))

Número de vias na ponte	Via carregada	Carregamento na análise dinâmica
1	Uma via	Cada comboio real e HSLM (se necessário) a circular em no(s) sentido(s) permitido(s)
2 (comboios circulando em direcções opostas) ⁽¹⁾	Cada uma das vias	Cada comboio real e HSLM (se necessário) a circular em no(s) sentido(s) permitido(s)
	Outra via	Sem comboio

⁽¹⁾ Pontes com duas vias em que os comboios circulem no mesmo sentido, ou em pontes com três ou mais vias, o carregamento deverá ser acordado com as autoridades competentes ou especificada no documento nacional de aplicação.

2.3.3.3 Gama de velocidades

Para cada comboio real e modelo de cargas HSLM, as análises dinâmicas deverão ser efectuadas para uma série de velocidades até à designada velocidade máxima de cálculo (v_{DS}), sendo esta igual a 1,2 vezes a velocidade máxima de circulação na linha no local da ponte.

Quando especificado num determinado projecto poderá existir uma redução de velocidade para a verificação individual de um determinado comboio real, sendo neste caso a velocidade máxima igual a 1,2 vezes a velocidade máxima permitida para esse comboio.

É recomendado que nos projectos esteja previsto um aumento da velocidade máxima de circulação na linha de modo a ter em conta futuras modificações da infraestrutura ou do material circulante.

De modo a poder cobrir todos os picos de ressonância as análises dinâmicas deverão ser realizadas dentro de um intervalo compreendido entre os 40 m/s (≈ 140 km/h) e a velocidade máxima de cálculo. Junto às velocidades de ressonância deverão ser utilizados incrementos de velocidade mais reduzidos de forma a definir melhor os picos da resposta.

As normas italiana e espanhola definem a velocidade de 20 km/h como o limite inferior do intervalo de velocidades a considerar nas análises dinâmicas. Nestas normas é ainda definido que o incremento de velocidade a utilizar nas análises dinâmicas deve ser de

10 km/h, sem no entanto fazerem qualquer referência à utilização de valores mais baixos junto das velocidades de ressonância.

No caso de tramos de ponte simplesmente apoiados com comportamento semelhante ao de viga, as velocidades de ressonância (v_i) poderão ser estimadas através da seguinte expressão:

$$v_i = n_0 \lambda_i \quad (2.7)$$

sendo n_0 a frequência fundamental de vibração da estrutura descarregada e λ_i o comprimento principal de onda da excitação, calculado através de:

$$\lambda_i = \frac{d}{i} \quad (2.8)$$

em que d é o espaçamento regular entre grupos de eixos e i pode tomar os valores 1, 2, 3 ou 4.

2.3.3.4 Parâmetros relativos à ponte

i) Rigidez

A rigidez é um dos parâmetros com maior influência nas frequências naturais da estrutura e, ao mesmo tempo, um dos mais difíceis de caracterizar com exactidão. São inúmeros os factores que influenciam a rigidez de uma estrutura, tais como o módulo de elasticidade do material, a forma da secção de cada elemento da estrutura, a fendilhação do betão, etc. A este propósito o ERRI D214/RP9 refere o caso de uma ponte em que a velocidade de ressonância inicial, que era de 287 km/h, passou para os 257 km/h apenas devida à fendilhação do betão, o que provocou uma redução da rigidez e consequentemente da frequência natural de vibração da estrutura.

Para o material betão há ainda que diferenciar os módulos de elasticidade estático e dinâmico. Por este último entende-se a relação entre as tensões e as extensões do betão quando sujeito a um carregamento dinâmico.

Para carregamentos dinâmicos as tensões variam rapidamente com o tempo o que geralmente impossibilita o desenvolvimento de deformações plásticas e viscosas (ERRI D214/RP9). Como consequência as extensões no betão são mais reduzidas e a curvatura inicial da relação tensão-extensão fica menos pronunciada, ou seja, a relação entre os módulos dinâmico e estático é superior à unidade.

Sob acções dinâmicas, o betão pode ficar sujeito a velocidades de deformação elevadas, que dependem, da frequência e da tensão máxima aplicada. A velocidade de deformação aquando da passagem de comboios de alta velocidade em pontes em betão é superior à velocidade de deformação das outras acções. Por exemplo, para uma tensão máxima de 5 N/mm^2 aplicada com e uma frequência de 20 Hz, a velocidade de deformação é de, aproximadamente, $500 \text{ N/mm}^2/\text{s}$ (ERRI D214/RP9).

Têm sido realizadas algumas investigações para determinar os efeitos da velocidade de deformação nas propriedades do betão. Contudo, grande parte destes estudos têm sido direccionados para velocidades de deformação muito elevadas, chegando-se a atingir valores da ordem de $10^6 \text{ N/mm}^2/\text{s}$, normalmente associadas a carregamentos causados por explosivos ou impactos.

Na Figura 2.13 são apresentados os resultados dos estudos levados a cabo por Ammann e Nussbaumer (1991) para avaliação da influência na resistência do betão à compressão da velocidade de deformação. A resistência do betão aumenta com o aumento da velocidade de deformação, sendo muito dependente da resistência estática do betão. Betões de resistência mais baixa (C20/25), podem ter acréscimos da ordem de 30%, ao passo que betões de maior resistência (C50/60), apenas têm acréscimos de 10%.

A observação desta figura permite ainda concluir que para as velocidades de deformação típicas em pontes para a circulação de tráfego ferroviário a alta velocidade, o aumento do módulo de elasticidade do betão, em relação ao seu módulo estático, não é superior aos 15%.

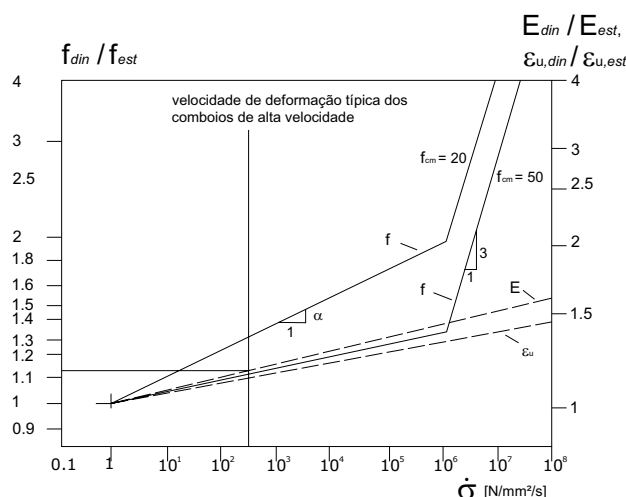


Figura 2.13 – Influência da velocidade de deformação nas propriedades do betão em compressão (adaptado de ERRI D214/RP9, 2001)

Valores similares são obtidos através da aplicação da seguinte expressão definida no CEB-FIP Model Code 1990 (1998):

$$\frac{E_{c,imp}}{E_{ci}} = \left(\frac{\dot{\sigma}_c}{\dot{\sigma}_{co}} \right)^{0,025} \quad (2.9)$$

em que $E_{c,imp}$ é o módulo de elasticidade para cargas de impacto, E_{ci} o módulo de elasticidade tangente aos 28 dias, $\dot{\sigma}_c$ (MPa) a velocidade de deformação e $\dot{\sigma}_{co}$ uma velocidade de referência igual a 1,0 MPa/s

No anexo B do ERRI D214/RP9 (2001), “proposed UIC Leaflet”, recomenda-se que na realização de análises dinâmicas deve ser utilizado o módulo de elasticidade dinâmico para o betão.

A EN 1991-2 recomenda que as análises dinâmicas deverão ser efectuadas com uma subestimação dos valores da rigidez da estrutura de modo a obter frequências de vibração naturais mais baixas, e consequentemente picos de ressonância em velocidades mais baixas, mas nada refere quanto à utilização do módulo de elasticidade dinâmico.

ii) Massa

A massa da ponte é um dos parâmetros mais determinantes no comportamento dinâmico da estrutura. As variações de massa podem ser devidas a dois motivos fundamentais:

- i) variação da massa não estrutural devido, por exemplo, a alterações na espessura do balastro devido a modificações do traçado da via, substituições de travessas ou carris, alterações dos dispositivos de sinalização, etc. Quando uma ponte está sujeita a variações da sua massa não estrutural, a secção resistente não sofre alterações pelo que não existe variação da rigidez à flexão da estrutura;
- ii) variação da massa estrutural devido, por exemplo, à necessidade de colocação de reforços, à escolha de outra tipologia estrutural ou mesmo pela modificação de via única a dupla via. A variação da massa estrutural implica uma variação de rigidez da estrutura.

Os máximos efeitos dinâmicos verificam-se em situações de ressonância, que ocorrem quando múltiplos da frequência de excitação coincidem com frequências naturais da estrutura. Uma subestimação da massa irá conduzir a uma aumento da frequência natural da estrutura e portanto das velocidades de ressonância, podendo mesmo fazer com que estas fiquem fora da gama de velocidades considerada nas análises dinâmicas.

Por outro lado verifica-se que em ressonância as acelerações máximas da estrutura são inversamente proporcionais à sua massa.

Deste modo é necessário que as análises dinâmicas sejam efectuadas para dois cenários diferentes: 1) considerando um valor máximo da massa de modo a obterem-se as frequências naturais da estrutura e as velocidades de ressonância mais baixas; 2) considerando um valor mínimo da massa de modo a obterem-se as acelerações mais elevadas.

Em virtude da incerteza de alguns parâmetros a EN 1991-2 refere a necessidade de a massa do balastro ser calculada para duas situações extremas: peso volúmico mínimo (seco) e espessura mínima do balastro; peso volúmico máximo (saturado) e espessura máxima do balastro.

A norma IAPF define para limite superior 1,3 vezes o valor nominal da massa do balastro, e para limite inferior 0,7 vezes o valor nominal da massa do balastro.

iii) Amortecimento

Todas as pontes ferroviárias são providas de amortecimento em maior ou menor grau. O amortecimento nas estruturas ocorre devido à dissipação de energia que existe durante os ciclos de vibração. Como resultado deste fenómeno as vibrações livres da estrutura diminuem com o tempo. Enumera-se de seguida os principais factores que influenciam esta dissipação de energia: flexão dos materiais; atrito nos apoios; transferência de energia através dos pilares e encontros para o terreno; balastro; abertura e fecho de fendas nos materiais, principalmente no betão.

O principal mecanismo de amortecimento no betão está associado aos movimentos relativos nas fendas, directamente relacionados com os níveis de tensão a que se encontra submetido. É possível observar na Figura 2.14 que o betão armado não fendilhado sujeito a baixas tensões possui valores baixos de amortecimento ($\xi < 1\%$). Valores duas a três vezes superiores são obtidos no caso de betão armado fendilhado sujeito a baixas tensões. À medida que a tensão aumenta o amortecimento tende rapidamente a decrescer e a aproximar-se dos valores iniciais.

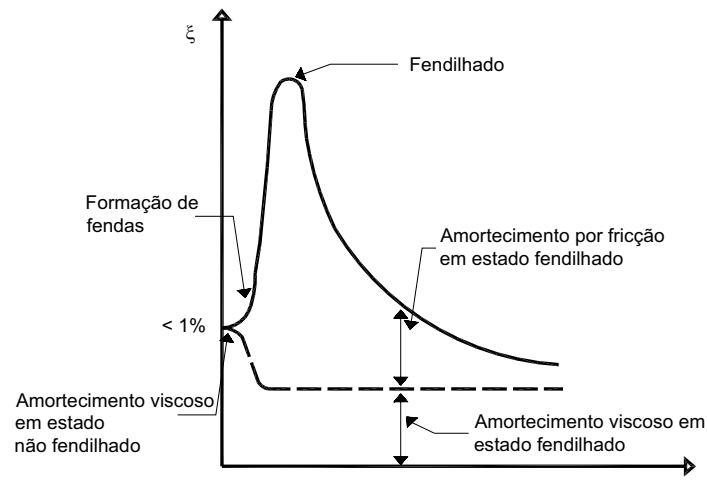


Figura 2.14 – Evolução do coeficiente de amortecimento do betão em função da tensão (adaptado de ERRI D214/RP9, 2001)

A resposta dinâmica de uma ponte ferroviária em situações de ressonância depende fortemente do amortecimento estrutural. Fora destas situações a sua importância é reduzida. A redução em termos de amplificações produzidas por um aumento de amortecimento tem mais relevância no campo das acelerações do que no campo dos deslocamentos.

No dimensionamento das estruturas deverão ser utilizadas estimativas prudentes do amortecimento de modo a não subestimar a resposta dinâmica da ponte para as velocidades de ressonância.

Na Figura 2.15 apresentam-se os resultados de medições do coeficiente de amortecimento em estruturas reais e em serviço em betão (betão armado, betão pré-esforçado e do tipo “filler beam”). Na mesma figura são ainda apresentadas três curvas que definem os valores do amortecimento a adoptar nas análises dinâmicas indicadas nas normas IAPF (2003) e EN 1991-2 (2003).

De referir que a norma espanhola não distingue o amortecimento em pontes em betão pré-esforçado e betão armado ou do tipo “filer beam”. Verifica-se ainda que a proposta da EN 1991-2 é mais conservativa, sugerindo para vão superiores a 20 m valores de amortecimento iguais a 1%, para pontes de betão pré-esforçado e iguais a 1,5% para pontes de betão armado ou tipo “filer beam”, ao passo que a norma espanhola sugere valores de 2 % para todos os tipos de betão.

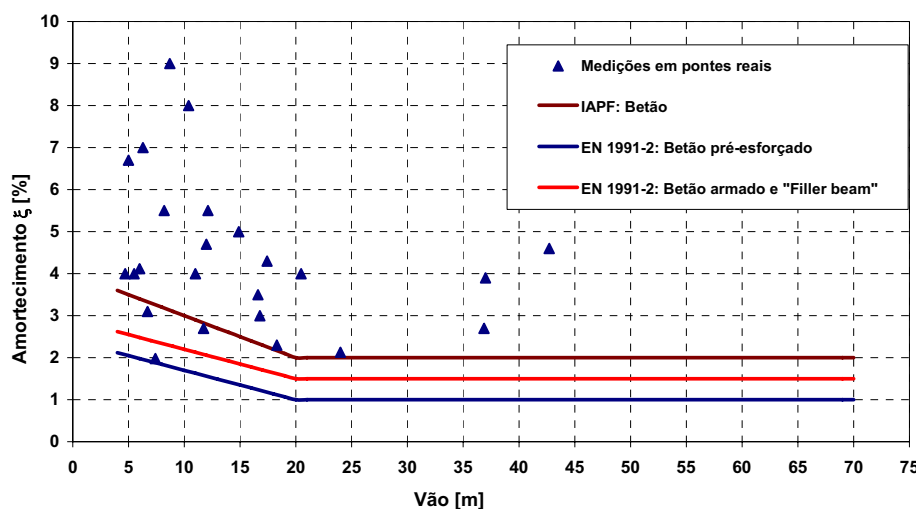


Figura 2.15 - Amortecimento em função do vão (adaptado de ERRI D214/RP9, 2001)

No Quadro 2.5 encontram-se indicadas as expressões que traduzem as curvas representadas na Figura 2.15, bem como as expressões que fornecem os valores do amortecimento para estruturas em aço ou compósitas. Para estes últimos tipos de estruturas, a IAPF segue as recomendações da EN 1991-2.

Quadro 2.5 - Valores do coeficiente de amortecimento (ξ) para efeitos de dimensionamento

Tipo de Ponte	Norma	Limite inferior do coeficiente de amortecimento ξ (%)	
		Vão $L < 20\text{m}$	Vão $L \geq 20\text{m}$
Aço ou Compósita	EN 1991-2; IAPF	$\xi = 0,5 + 0,125(20-L)$	$\xi = 0,5$
Betão Pré-Esforçado	EN 1991-2	$\xi = 1,0 + 0,07(20-L)$	$\xi = 1,0$
Betão Armado e "Filler Beam"	EN 1991-2	$\xi = 1,5 + 0,07(20-L)$	$\xi = 1,5$
Betão	IAPF	$\xi = 2,0 + 0,1(20-L)$	$\xi = 2,0$

2.3.4 Metodologias de análise dinâmica

A EN 1991-2 permite que os efeitos dinâmicos de tráfego em pontes possam ser determinados utilizando modelos de cargas móveis sem interacção ponte-comboio.

A adopção desta metodologia simplificada deve-se ao facto de os estudos realizados pela comissão D214 do ERRI terem concluído que a consideração da interacção ponte-comboio tem um efeito benéfico nas respostas dinâmicas em situações de ressonância. Nos estudos referidos foram apenas utilizados os comboios ICE2 e EUROSTAR e pontes com vãos no

intervalo $5 \leq L \leq 30$ m e relações L/f no intervalo $1000 \leq L/f \leq 2000$, em que f é a flecha a meio vão devida ao modelo de cargas LM71 multiplicada pelo respectivo coeficiente dinâmico.

A metodologia proposta consiste na consideração de um amortecimento adicional nas análises dinâmicas sem interacção ponte-comboio de forma a ajustar os resultados destas análises aos resultados de uma análise mais completa com interacção ponte-comboio.

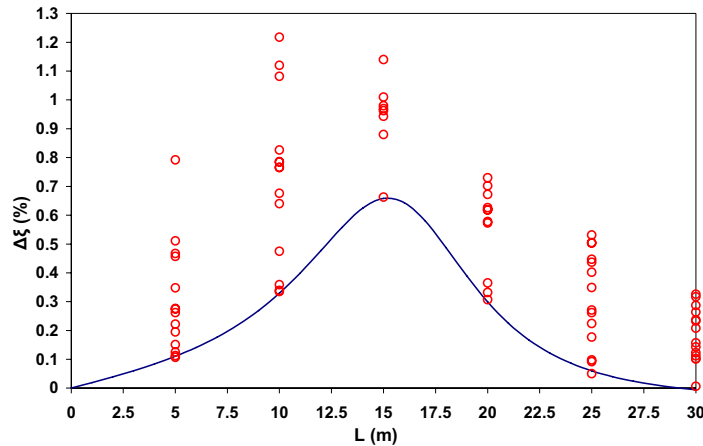


Figura 2.16 – Amortecimento adicional ($\Delta\xi$) em função do vão (L) (adaptado de ERRI D214/RP4, 1999)

Na Figura 2.16 encontram-se representados os valores do amortecimento adicional ($\Delta\xi$) em função do vão obtidos para os diferentes vãos L e relações L/f considerados.

Os valores do amortecimento adicional que não corresponderam a situações de velocidades de ressonância foram retirados do gráfico, e não serviram de base ao ajuste da curva (ICE2, $L/f = 1000$, $L = 15$ m; ICE2, $L/f = 2000$, $L = 20$ m; EUROSTAR, $L/f = 2000$, $L = 15$ m).

Na mesma figura representa-se ainda a curva para o cálculo do amortecimento adicional sugerida pela comissão e que foi adoptada na EN 1991-2, traduzida pela seguinte expressão:

$$\Delta\xi = \frac{0,0187L - 0,00064L^2}{1 - 0,0441L - 0,0044L^2 + 0,000255L^3} (\%) \quad (2.10)$$

A observação da figura permite verificar que a curva proposta é praticamente um limite inferior de todas as análises, pelo que para algumas pontes pode revelar-se demasiadamente conservativa, limitando a exploração das estruturas.

O amortecimento total (ξ_{TOTAL}) a considerar nas análises sem interacção ponte-comboio é dado por:

$$\xi_{TOTAL} = \xi + \Delta\xi \quad (2.11)$$

em que ξ toma os valores indicados na secção 2.3.3.4.

2.4 MODELOS DE CARGAS HORIZONTAIS

2.4.1 Força centrífuga

A força centrífuga deverá ser considerada na extensão da ponte correspondente a uma zona de via em curva, actuando na direcção horizontal e perpendicular ao eixo da via e a uma altura de 1,8 m. Os valores característicos da força centrífuga são calculados pelas expressões (2.12) e (2.13) e devem ser combinados com os valores das cargas verticais mas não necessitam de ser multiplicados pelo coeficiente dinâmico Φ .

$$Q_{tk} = \frac{V^2}{127r} (f \times Q_{vk}) \quad (2.12)$$

$$q_{tk} = \frac{V^2}{127r} (f \times q_{vk}) \quad (2.13)$$

onde V (km/h) é a velocidade máxima no local da ponte, r (m) é o raio de curvatura, Q_{vk} e q_{vk} são os valores característicos das cargas verticais concentradas e distribuídas dos modelos de carga LM71, SW/0 e SW/2 e f é um factor de redução dado pela seguinte expressão:

$$f = \left(1 - \frac{V - 120}{1000} \left(\frac{814}{V} + 1,75 \right) \left(1 - \sqrt{\frac{2,88}{L_f}} \right) \right) \quad (2.14)$$

Nesta expressão L_f (m) é o comprimento de influência da zona carregada em curva da ponte, devendo ainda ser $f \geq 0,35$, e:

- i) $f = 1$, caso $V \leq 120$ km/h ou $L_f \leq 2,88$ m;
- ii) $f < 1$, para $120 < V$ (km/h) ≤ 300 e $L_f > 2,88$ m;
- iii) $f_{(300)}$ para $V > 300$ km/h e $L_f > 2,88$ m.

2.4.2 Força de lacete

A força de lacete é traduzida por uma força concentrada de valor característico 100 kN, actuando horizontalmente na direcção perpendicular ao eixo da via e com sentido para o exterior da mesma. Esta força deverá ser aplicada ao nível superior do carril, na posição de que resulte o efeito mais desfavorável para o elemento em estudo.

A força de lacete deve ser combinada com as cargas verticais de tráfego, não necessitando de ser multiplicado pelo coeficiente dinâmico Φ mas sim pelo coeficiente de classificação α .

2.4.3 Forças de arranque e frenagem

As acções de arranque e frenagem são traduzidas pela aplicação de forças actuando ao nível superior dos carris na direcção longitudinal da via. Os valores característicos das forças de arranque e de frenagem devem ser combinados com as cargas verticais de tráfego, não necessitam de ser multiplicados pelo coeficiente dinâmico Φ mas devem ser multiplicados pelo coeficiente de classificação α .

Os valores característicos destas forças, correspondentes a uma única via, são obtidos por intermédio das seguintes expressões:

- i) Força de arranque

$$Q_{lak} = 33 \text{ (kN/m)} \times L_{a, b} \text{ (m)} \leq 1000 \text{ (kN)} \quad (2.15)$$

- ii) Força de frenagem

- ii.1) Para os modelos de cargas LM71, SW/0 e HSLM

$$Q_{lbk} = 20 \text{ (kN/m)} \times L_{a, b} \text{ (m)} \leq 6000 \text{ (kN)} \quad (2.16)$$

- ii.2) Para o modelo de cargas SW/2

$$Q_{lbk} = 35 \text{ (kN/m)} \times L_{a, b} \text{ (m)} \quad (2.17)$$

em que $L_{a, b}$ representa o comprimento de influência do elemento estrutural em estudo, ao longo do qual se supõem uniformemente distribuídas as cargas de arranque e frenagem.

2.5 REGRAS NA APLICAÇÃO DAS CARGAS DE TRÁFEGO FERROVIÁRIO

2.5.1 Disposição das acções

As pontes devem ser dimensionadas para atender aos efeitos das acções das cargas de tráfego colocadas nas posições mais desfavoráveis.

As seguintes regras deverão ser seguidas no caso de aplicação do modelo de cargas LM71:

- i) deverá ser aplicado qualquer número de troços da carga uniformemente distribuída (q_{vk}), ou e cargas pontuais (Q_{vk});
- ii) no caso de pontes com duas vias, o modelo de cargas deverá ser aplicado numa via ou em ambas as vias;
- iii) no caso de pontes com três ou mais vias, o modelo deverá ser aplicado a uma ou duas vias, ou então 75% das cargas referentes ao modelo aplicado a três ou mais vias em simultâneo.

No caso do modelo de cargas SW/0 as regras a seguir são:

- i) para pontes com uma única via, o carregamento deverá ser efectuado com o modelo de cargas definido em 2.2.2;
- i) para pontes com duas vias, deverá ser carregada uma via ou ambas em simultâneo;
- ii) para pontes com três ou mais vias, deverão ser carregadas qualquer uma das vias, duas das vias, ou três ou mais vias em simultâneo afectadas do factor 0,75.

Quando for necessário aplicar o modelo de cargas SW/2 as regras a seguir são:

- ii) para pontes com uma única via, o carregamento deverá ser efectuado com o modelo de cargas definido em 2.2.2;
- iii) no caso de pontes com mais de uma via, o carregamento deverá ser efectuado numa das vias com o modelo SW/2, sendo as restantes carregadas com os modelos LM71 ou SW/0 de acordo com as regras anteriormente definidas.

O modelo de cargas “unloaded train” só deve ser considerado no dimensionamento de pontes de via única, podendo ser aplicado um qualquer número de troços da carga uniformemente distribuída que o constitui.

No Quadro 2.6 apresenta-se o número de vias a carregar nas verificações dos estados limites de deformação e vibração em pontes com uma ou mais vias de tráfego. Os estados limites referidos neste quadro serão descritos em detalhe na secção 2.7.

Quadro 2.6 - Número de vias a carregar para a verificação dos estados limites de deformação e vibração (adaptado de EN 1991-2 (2003))

Estados limites e critérios associados	Nº de vias na ponte		
	1	2	≥ 3
Verificações relativas à segurança da via:			
-Torção do tabuleiro (EN1990: A2.4.4.2.2)	1	1 ou 2 ^a	1 ou 2 ou 3 ou mais ^b
- Deformação vertical do tabuleiro (EN1990: A2.4.4.2.3)	1	1 ou 2 ^a	1 ou 2 ou 3 ou mais ^b
- Deformação horizontal do tabuleiro (EN1990: A2.4.4.2.4)	1	1 ou 2 ^a	1 ou 2 ou 3 ou mais ^b
- Resposta combinada da estrutura e da via às acções variáveis incluindo limite dos deslocamentos verticais e longitudinais das extremidades do tabuleiro (EN1991 (6.5.4))	1	1 ou 2 ^a	1 ou 2 ^a
- Aceleração vertical do tabuleiro (EN1991 (6.4.6) e EN 1990: A2.4.4.2.1)	1	1	1
Verificações relativas a E.L. de Serviço:			
- Critério de conforto dos passageiros (EN 1990: A2.4.4.3)	1	1	1
Verificações relativas a E.L. Últimos:			
- Levantamento dos aparelhos de apoio (EN 1990: A2.4.4.1 (2) P)	1	1 ou 2 ^a	1 ou 2 ou 3 ou mais ^b

^a Conforme for mais desfavorável

^b Quer se utilizem ou não grupos de cargas o número de vias a carregar deve ser efectuado de acordo com o com o Quadro 2.7

2.5.2 Grupos de acções

A EN 1991-2 define grupos de acções que resultaram de diferentes formas de combinação das cargas verticais e horizontais de tráfego ferroviário em pontes.

Cada um destes grupos, mutuamente exclusivos, deve ser considerado como uma acção individual a combinar com as restantes acções de carácter não ferroviário. Para a verificação de algumas situações, como por exemplo, aparelhos de apoio, o EN 1990-A2 refere que pode ser necessário combinar isoladamente as acções de tráfego ferroviário. Nestes casos as acções deverão ser combinadas de acordo com a tabela A2.3.

No Quadro 2.7 apresenta-se os grupos de acções definidos para estruturas com uma, duas ou três ou mais vias, indicando-se para cada grupo o número de vias a carregar, os coeficientes a adoptar para cada uma das cargas verticais ou horizontais. A célula preenchida assinala em cada grupo a acção ou acções consideradas dominantes.

Quadro 2.7 - Definição dos grupos de acções associadas a tráfego ferroviário (adaptado de EN 1991-2 (2003))

Nº de vias na estrutura			Grupos de acções			Forças verticais			Forças horizontais			Observações
			Referência EN 1991-2			6.3.2 6.3.3	6.3.3	6.3.4	6.5.3	6.5.1	6.5.2	
1	2	≥ 3	Nº de vias carregadas	Designação do grupo ⁽⁸⁾	Via carregada	LM 71 ⁽¹⁾ SW/0 ⁽²⁾ HSLM ⁽⁶⁾ ⁽⁷⁾	SW/2 ⁽¹⁾⁽³⁾	Comboio sem carga	Força de arranque ou frenagem ⁽¹⁾	Força centrífuga ⁽¹⁾	Força de lacete	
			1	gr 11	T ₁	1			1 ⁽⁵⁾	0.5 ⁽⁵⁾	0.5 ⁽⁵⁾	Máximo vertical 1 com Máximo longitudinal
			1	gr 12	T ₁	1			0.5 ⁽⁵⁾	1 ⁽⁵⁾	1 ⁽⁵⁾	Máximo vertical 2 com Máximo transversal
			1	gr 13	T ₁	1 ⁽⁴⁾			1	0.5 ⁽⁵⁾	0.5 ⁽⁵⁾	Máximo longitudinal
			1	gr 14	T ₁	1 ⁽⁴⁾			0.5 ⁽⁵⁾	1	1	Máximo transversal
			1	gr 15	T ₁			1		1 ⁽⁵⁾	1 ⁽⁵⁾	Estabilidade lateral c/ comboio sem carga
			1	gr 16	T ₁		1		1 ⁽⁵⁾	0.5 ⁽⁵⁾	0.5 ⁽⁵⁾	SW/2 com Máximo longitudinal
			1	gr 17	T ₁		1		0.5 ⁽⁵⁾	1 ⁽⁵⁾	1 ⁽⁵⁾	SW/2 com Máximo transversal
			2	gr 21	T ₁ T ₂	1 1			1 ⁽⁵⁾ 1 ⁽⁵⁾	0.5 ⁽⁵⁾ 0.5 ⁽⁵⁾	0.5 ⁽⁵⁾ 0.5 ⁽⁵⁾	Máximo vertical 1 com Máximo longitudinal
			2	gr 22	T ₁ T ₂	1 1			0.5 ⁽⁵⁾ 0.5 ⁽⁵⁾	1 ⁽⁵⁾ 1 ⁽⁵⁾	1 ⁽⁵⁾ 1 ⁽⁵⁾	Máximo vertical 2 com Máximo transversal
			2	gr 23	T ₁ T ₂	1 ⁽⁴⁾ 1 ⁽⁴⁾			1 1	0.5 ⁽⁵⁾ 0.5 ⁽⁵⁾	0.5 ⁽⁵⁾ 0.5 ⁽⁵⁾	Máximo longitudinal
			2	gr 24	T ₁ T ₂	1 ⁽⁴⁾ 1 ⁽⁴⁾			0.5 ⁽⁵⁾ 0.5 ⁽⁵⁾	1 1	1 1	Máximo transversal
			2	gr 26	T ₁ T ₂	1	1		1 ⁽⁵⁾ 1 ⁽⁵⁾	0.5 ⁽⁵⁾ 0.5 ⁽⁵⁾	0.5 ⁽⁵⁾ 0.5 ⁽⁵⁾	SW/2 com Máximo longitudinal
			2	gr 27	T ₁ T ₂	1	1		0.5 ⁽⁵⁾ 0.5 ⁽⁵⁾	1 ⁽⁵⁾ 1 ⁽⁵⁾	1 ⁽⁵⁾ 1 ⁽⁵⁾	SW/2 com Máximo transversal
			≥3	gr 31	T _i	0.75			0.75 ⁽⁵⁾	0.75 ⁽⁵⁾	0.75 ⁽⁵⁾	Caso de carga adicional

- (1) Todos os factores relevantes (α, Φ, f, \dots) devem ser tidos em consideração;
- (2) O modelo SW/0 só deve ser considerado em pontes contínuas;
- (3) O modelo SW/2 só deve ser considerado caso tenha sido estipulado para a linha;
- (4) Este factor pode ser reduzido para 0,5 se o efeito for favorável, não podendo ser igual a zero;
- (5) Em casos favoráveis estes factores não dominantes devem ser considerados iguais a zero;
- (6) Modelo HSLM e comboios reais quando requerido, de acordo com 6.4.4 e 6.4.6.1.1;
- (7) Se for necessário uma análise dinâmica, de acordo com 6.4.4 (ver também 6.4.6.5 (3) e 6.4.6.1.2);
- (8) Ver também Tabela A2.3 da EN1990-AnnexA2.

2.6 COMBINAÇÕES DE ACÇÕES

O anexo A2 da norma EN 1990 define regras e métodos para o estabelecimento das combinações de acções necessárias para as verificações dos estados limites de serviço e últimos (com excepção dos estados limites de fadiga). São ainda apresentados os valores de cálculo recomendados para as acções permanentes, variáveis e acidentais, bem como os factores (ψ_i), a serem utilizados no dimensionamento de pontes ferroviárias.

2.6.1 Critérios de combinação das acções

Durante a fase da exploração das pontes, a acção da neve não deve ser considerada em nenhuma combinação de acções, excepto se for especificado no documento nacional de aplicação.

As combinações de acções nas quais são consideradas simultaneamente as acções de tráfego ferroviário e acções do vento, devem incluir:

- i) acções verticais de tráfego multiplicadas pelos factor de amplificação dinâmico, acções horizontais de tráfego e acções do vento. Devem ser efectuadas combinações considerando como acção de base cada uma das acções apresentadas anteriormente;
- ii) acções verticais, excluindo o factor de amplificação dinâmico, e acções horizontais correspondentes ao modelo de cargas “unloaded train”, sem consideração das forças do vento, para verificação da estabilidade transversal da ponte.

As acções do vento não necessitam de ser combinadas com os seguintes grupos de acções:

- i) gr 13 ou gr 23;
- ii) gr 16, gr 17, gr 26, gr 27, modelo de cargas HSLM e modelo de cargas SW/2.

As acções do vento que forem superiores ou inferiores, respectivamente a F_w^{**} e $\psi_0 F_{wk}$, não necessitam de ser combinadas com as acções de tráfego. F_w^{**} representa a força do vento máxima que é compatível com a circulação do tráfego ferroviário.

As acções resultantes dos efeitos aerodinâmicos provocados pela passagem do tráfego ferroviário devem ser combinadas com as acções do vento. Cada uma das acções deve ser considerada como uma acção de base.

Nas combinações acidentais apenas deve ser considerada uma acção de acidente. As acções do vento e da neve não devem ser consideradas nestas combinações.

Em pontes de duas ou mais vias, as combinações acidentais, devidas à acção de descarrilamento de um comboio, devem incluir o tráfego ferroviário nas outras vias através do seu valor de combinação.

2.6.2 Valores dos coeficientes ψ_i

No Quadro 2.8 são apresentados os valores dos coeficientes ψ_i das acções individuais de tráfego, dos diversos grupos de acções e das restantes acções não ferroviárias, a considerar no dimensionamento das pontes ferroviárias.

Quadro 2.8 – Valores dos coeficientes (ψ_i) para o dimensionamento de pontes ferroviárias (adaptado de EN 1990-A2(2005))

Acções			ψ_0	ψ_1	$\psi_2^{4)}$
Componentes individuais das acções do tráfego ⁵⁾	LM 71		0,80	¹⁾	0
	SW /0		0,80	¹⁾	0
	SW /2		0	1,00	0
	Comboio sem carga		1,00	-	-
	HSLM		1,00	1,00	0
	Arranque/frenagem		Os mesmos valores de ψ que os adoptados para as cargas verticais associadas.		
	Forças Centrífigas				
	Forças de interacção devido às acções verticais do tráfego				
	Lacete		1,00	0,80	0
	Sobrecarga em passeios		0,80	0,50	0
	Comboios reais		1,00	1,00	0
			0,80	¹⁾	
	Sobrecarga adicional devida às acções de tráfego em estruturas de contenção		0,80	0,50	0
	Efeitos aerodinâmicos				0
Acções principais de tráfego (grupos de cargas)	gr11 (LM71 + SW/0)	Max. vertical 1 com max. longitudinal	0,80	0,80	0
	gr12 (LM71 + SW/0)	Max. vertical 2 com max. transversal			
	gr13 (arranque/frenagem)	Max. longitudinal			
	gr14 (centrífiga/lacete)	Max. lateral			
	gr15 (comboio sem carga)	Estabilidade lateral com “unloaded train”			
	gr16 (SW/2)	SW/2 com max. longitudinal			
	gr17 (SW/2)	SW/2 com max. transversal			

Quadro 2.8 (continuação) Valores dos coeficientes (ψ_i) para o dimensionamento de pontes ferroviárias (adaptado de EN 1990-A2(2005))

Acções principais de tráfego (grupo de cargas)	gr21 (LM71 + SW/0)	Max. vertical 1 com max. longitudinal	0,80	0,70	0
	gr22 (LM71 + SW/0)	Max. vertical 2 com max. transversal			
	gr23 (arranque/frenagem)	Max. longitudinal			
	gr24 (centrífuga/lacete)	Max. lateral			
	gr26 (SW/2)	SW/2 com max. longitudinal			
	gr27 (SW/2)	SW/2 com max. transversal			
		gr31 (LM71 + SW/0)	Casos de carga adicionais	0,80	0,60
Outras acções de operação da linha	Efeitos aerodinâmicos		0,80	0,50	0
	Cargas nos passeios devidas a trabalhos de manutenção		0,80	0,50	0
Acções do vento ²⁾	F_{Wk}		0,75	0,50	0
	F_W^{**}		1,00	0	0
Acções Térmicas ³⁾	T_k		0,60	0,60	0,50
Neve	$Q_{Sn,k}$ (durante a execução)		0,80	-	0
Cargas construtivas	Q_c		1,0	-	1,0
1) 0,8 se apenas 1 via estiver carregada 0,7 se 2 vias estiverem carregadas em simultâneo 0,6 se 3 ou mais vias estiverem carregadas					
2) Quando as forças devidas ao vento actuarem em simultâneo com as acções do tráfego, a força devido ao vento $\psi_0 F_{Wk}$ não deve ser superior a F_W^{**} (ver EN 1991-1-4). Ver A2.2.4(4).					
3) Ver 1991-1-5.					
4) Se a deformação for considerada para estados limites últimos, ψ_2 deve ser considerado igual a 1 para as acções do tráfego ferroviário. Para o cálculo sísmico ver Tabela A2.5.					
5) A mínima força vertical favorável que actua em simultâneo com as componentes individuais das acções do tráfego ferroviário (por exemplo, centrífugas, arranque e frenagem) é igual a 0,5xLM71, etc.					

2.6.3 Combinações para estado limite último

No Quadro 2.9 são apresentados os valores de cálculo para combinações de acções referentes à verificação do estado limite último de equilíbrio.

Quadro 2.9 - Valores de cálculo para combinações de acções para estado limite último de equilíbrio (adaptado de EN 1990-A2, 2005)

Fase de construção e exploração	Acções permanentes		Pré-esforço	Acção variável base	Restantes acções variáveis	
	Favoráveis	Desfavoráveis			Principal (se existir)	Outras
S_d	$\gamma_{Gj,sup} G_{kj,sup}$	$\gamma_{Gj,inf} G_{kj,inf}$	$\gamma_P P$	$\gamma_{Q,1} Q_{k,1}$		$\gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$
<p>Nota 1: os coeficientes de segurança relativo às acções, γ, podem ser especificado no documento nacional de aplicação.</p> <p>Para a fase de exploração, os valores recomendados para acções de tráfego ferroviário, são: $\gamma_Q = 1,45$ quando estas produzem efeitos desfavoráveis (0, quando produzem efeitos favoráveis)</p>						

As verificações dos elementos estruturais ao estado limite de rotura, quando não estão envolvidas acções geotécnicas, devem ser realizadas com base nas combinações do Quadro 2.10.

Quadro 2.10 - Valores de cálculo para combinações de acções para estado limite de rotura de elementos estruturais, quando não estão envolvidas acções geotécnicas (Caso B); (adaptado de EN 1990-A2, 2005)

Fase de construção e exploração	Acções permanentes		Pré-esforço	Acção variável base	Restantes acções variáveis	
	Favoráveis	Desfavoráveis			Principal (se existir)	Outras
S_d (6.10)	$\gamma_{Gj,sup} G_{kj,sup}$	$\gamma_{Gj,inf} G_{kj,inf}$	$\gamma_P P$	$\gamma_{Q,1} Q_{k,1}$		$\gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$
S_d (6.10a)	$\gamma_{Gj,sup} G_{kj,sup}$	$\gamma_{Gj,inf} G_{kj,inf}$	$\gamma_P P$		$\gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1}$	$\gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$
S_d (6.10b)	$\xi \gamma_{Gj,sup} G_{kj,sup}$	$\gamma_{Gj,inf} G_{kj,inf}$	$\gamma_P P$	$\gamma_{Q,1} Q_{k,1}$		$\gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$
<p>Nota 1: A escolha entre 6.10 ou 6.10a e 6.10b deve ser especificado no documento nacional de aplicação. No caso de ou 6.10a e 6.10b, o documento nacional de aplicação pode modificar 6.10a de modo a incluir apenas as acções permanentes.</p> <p>Nota 2: os coeficientes de segurança relativo às acções, γ, podem ser especificado no documento nacional de aplicação.</p> <p>Os valores recomendados para acções de tráfego ferroviário são: $\gamma_Q = 1,45$ quando estas produzem efeitos desfavoráveis, para os grupos 11 a 31 (excepto 16,17,26 e 27), LM71, SW/0, HSLM e comboios reais, quando considerados como acções individuais de tráfego (0, quando produzem efeitos favoráveis) $\gamma_Q = 1,20$ quando estas produzem efeitos desfavoráveis, para os grupos 16 e 17 e SW/2 (0, quando produzem efeitos favoráveis)</p>						

O projecto de elementos estruturais (sapatas, estacas, maciços, muros avenida, muros ala, encontros, muros de contenção do balastro, etc), envolvendo acções geotécnicas e a resistência do solo deve ser verificado utilizando apenas uma das três abordagens suportadas, para as acções geotécnicas e resistências, no EN 1997, e realizado com base nas combinações do Quadro 2.11.

Quadro 2.11 - Valores de cálculo para combinações de acções para estado limite de rotura de elementos estruturais, quando estão envolvidas acções geotécnicas (Caso C); (adaptado de EN 1990-A2, 2005)

Fase de construção e exploração	Acções permanentes		Pré-esforço	Acção variável base	Restantes acções variáveis	
	Favoráveis	Desfavoráveis			Principal (se existir)	Outras
S_d (6.10)	$\gamma_{Gj,sup} G_{kj,sup}$	$\gamma_{Gj,inf} G_{kj,inf}$	$\gamma_P P$	$\gamma_{Q,1} Q_{k,1}$		$\gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$
<p>Nota: O coeficiente γ, podem ser especificado no documento nacional de aplicação.</p> <p>Os valores recomendados para acções de tráfego ferroviário são:</p> <p>$\gamma_Q = 1,25$ para as acções de tráfego ferroviário, quando estas produzem efeitos desfavoráveis, (0 quando produzem efeitos favoráveis)</p>						

No Quadro 2.12 são apresentados os valores de cálculo para combinações de acções acidentais e sísmicas.

Quadro 2.12 - Valores de cálculo para combinações de acções acidentais e sísmicas (adaptado de EN 1990-A2, 2005)

Tipo de cálculo	Acções permanentes		Pré-esforço	Acção acidental ou sísmica	Restantes acções variáveis	
	Favoráveis	Desfavoráveis			Principal (se existir)	Outras
Acidental	$G_{kj,sup}$	$G_{kj,inf}$	P	A_d	$\gamma_{1,1}Q_{k,1}$ ou $\gamma_{2,1}Q_{k,1}^{(*)}$	$\psi_{2,i}Q_{k,i}$
Sísmica (**)	$G_{kj,sup}$	$G_{kj,inf}$	P	$A_{Ed} = \gamma_I A_{Ek}$	$\psi_{2,i}Q_{k,i}$	

(*) A escolha entre a utilização do valor frequente ou quase permanente da acção variável de base deve ser especificado no documento nacional de aplicação.

(**) Em pontes de duas ou mais vias, apenas uma via deve ser carregada. O modelo de cargas SW/2 pode ser desprezado.

2.6.4 Combinações para estados limites de utilização

No Quadro 2.13 são apresentados os valores de cálculo para combinações de acções referentes à verificação de estados limites de utilização.

Quadro 2.13 - Valores de cálculo para combinações de acções para estado limite de utilização (adaptado de EN 1990-A2, 2005)

Combinação	Acções Permanentes G_d		Pré-esforço	Acções Variáveis Q_d	
	Favoráveis	Desfavoráveis		Acção base	Outras
Característica	$G_{kj,sup}$	$G_{kj,inf}$	P	$Q_{k,1}$	$\psi_{0,i} Q_{k,i}$
Frequente	$G_{kj,sup}$	$G_{kj,inf}$	P	$\psi_{1,1} Q_{k,1}$	$\psi_{2,i} Q_{k,i}$
Quase-permanente	$G_{kj,sup}$	$G_{kj,inf}$	P	$\psi_{2,1} Q_{k,1}$	$\psi_{2,i} Q_{k,i}$

2.7 VERIFICAÇÕES DE SEGURANÇA

2.7.1 Introdução

As deformações, deslocamentos e acelerações das pontes ferroviárias devido a passagem do tráfego ferroviário devem ser verificadas de modo a satisfazer a segurança segundo três critérios:

- 1) Segurança estrutural: As vibrações induzidas pela passagem de grupos regulares de eixos pela estrutura podem produzir fenómenos de amplificação dinâmica e fadiga dos materiais;
- 2) Segurança da via: Deformações ou vibrações excessivas da ponte podem provocar a perda de contacto entre a roda e o carril bem como a instabilidade da via, devido a fenómenos de movimentação da camada do balastro;
- 3) Conforto dos passageiros: Acelerações elevadas nas carruagens devidas às vibrações transmitidas pela ponte aos comboios podem gerar desconforto nos passageiros.

2.7.2 Critérios relativos à segurança estrutural

No caso de ser necessário realizar uma análise dinâmica, os valores obtidos nessa análise devem ser comparados com os resultantes da aplicação dos modelos de carga LM71 e SW/0.

Os valores que resultarem mais desfavoráveis deverão ser utilizados para o dimensionamento da ponte em estudo.

$$\left(1 + \varphi'_{dyn} + \frac{\varphi''}{2}\right) \times \begin{pmatrix} HSLM \\ \text{ou} \\ RT \end{pmatrix} \quad (2.18)$$

e

$$\Phi \times (LM71 + SW / 0) \quad (2.19)$$

O factor de amplificação dinâmica φ'_{dyn} é obtido por aplicação da seguinte expressão:

$$\varphi'_{dyn} = \max \left| \frac{y_{dyn}}{y_{sta}} \right| - 1 \quad (2.20)$$

sendo y_{dyn} o valor máximo da resposta dinâmica num determinado ponto da estrutura devido à passagem dos comboios reais ou HSLM, e y_{sta} o valor máximo da resposta estática.

A norma italiana apresenta um valor máximo para φ'_{dyn} de 2,5, salientando que no caso de o referido limite ser ultrapassado a frequência fundamental da estrutura deve ser alterada.

Para ter em conta os efeitos dinâmicos produzidos pelos comboios reais, quando não existir necessidade de realizar de uma análise dinâmica, os esforços calculados com aplicação das cargas de forma estática devem ser multiplicados por um dos seguintes coeficientes:

$$(1 + \varphi) = (1 + \varphi' + 0.5 \varphi'') \quad (2.21)$$

para vias com manutenção cuidada, ou

$$(1 + \varphi) = (1 + \varphi' + \varphi'') \quad (2.22)$$

para vias com manutenção normal

com:

$$\varphi' = \frac{K}{1 - K - K^4} \quad (2.23)$$

$$K = \min\left(\frac{v}{2L_\phi n_0}, 0.76\right) \quad (2.24)$$

$$\varphi'' = \frac{\alpha}{100} \left(56e^{-\left(\frac{L_\phi}{10}\right)^2} + 50\left(\frac{L_\phi n_0}{80} - 1\right)e^{-\left(\frac{L_\phi}{20}\right)^2} \right), \quad \varphi'' \geq 0 \quad (2.25)$$

$$\alpha = \min\left(\frac{v}{22}, 1\right) \quad (2.26)$$

sendo α um coeficiente de velocidade e φ'' um factor que representa as irregularidades da via e das rodas dos veículos.

O valor de φ' , dado pela expressão (2.23), só é valido para frequências superiores ao limite inferior da Figura 2.8, e para velocidades inferiores a 200 km/h.

O valor de φ'' dado pela expressão (2.25), só é valido para frequências inferiores ao limite superior da Figura 2.8. Nos outros casos φ'' deve ser determinado pela realização de uma análise dinâmica em que é considerada a interacção ente o comboio e a ponte.

2.7.3 Critérios relativos à segurança da via

As deformações, deslocamentos e acelerações nos tabuleiros das pontes ferroviárias que afectam a via instalada sobre eles, são estados limites de serviço para a ponte, mas estados limites últimos para a via e para os veículos que nela circulam, já que põem em causa a sua segurança (Nasarre, 2003).

De forma a garantir a segurança da via são impostos limites no anexo A2 da EN1990 (2005) relativos a:

- 1) Aceleração vertical do tabuleiro;
- 2) Torção do tabuleiro;
- 3) Deformação vertical do tabuleiro;
- 4) Deformação e vibração transversal do tabuleiro.

Para que tais estados limites não sejam ultrapassados devem ser feitas algumas verificações que garantam a estabilidade da via, tais como: acelerações do tabuleiro de modo a garantir a estabilidade do balastro; garantir o contacto entre a roda e o carril; garantir que não sejam ultrapassadas as tensões admissíveis nos carris; garantir que a torção do tabuleiro não seja excessiva de modo a não ocorrer descarrilamento dos comboios, etc.

1) Aceleração vertical do tabuleiro

Vibrações excessivas do tabuleiro implicam riscos para a estabilidade do balastro ou para o contacto entre a roda e o carril.

Os valores de pico das acelerações verticais do tabuleiro não deverão ultrapassar os seguintes valores:

- i) $3,5 \text{ m/s}^2$ ($\approx 0,35 \text{ g}$), no caso de pontes com via balastrada;
- ii) 5 m/s^2 ($\approx 0,50 \text{ g}$), no caso de pontes com via não balastrada.

Estes valores correspondem à aplicação de um factor de segurança de 2 aos limites da aceleração que provocam a instabilidade do balastro ($0,7 \text{ g}$) ou perda do contacto roda-carril ($1,0 \text{ g}$).

Para a obtenção das acelerações devem ser consideradas nas análises dinâmica frequências até ao máximo de:

- 30 Hz (a norma italiana “Intruzioni n°I/SC/PS-OM/2298” apresenta o valor de 20 Hz);
- 1,5 vezes a frequência do primeiro modo de vibração do elemento estrutural em estudo (2 é o valor definido na norma espanhola IAPF);
- a frequência do terceiro modo de vibração do elemento estrutural

2) Torção do tabuleiro

A torção do tabuleiro deverá ser calculada tendo em conta os valores característicos dos modelos de cargas LM71, SW/0 ou SW/2 multiplicados por Φ e por α , ou dos HSLM, caso resultem efeitos mais desfavoráveis, e da força centrífuga.

O empenamento máximo, t , para vias com bitola europeia (1435 mm), medido entre duas secções transversais distantes entre si de um comprimento de 3 m (Figura 2.17) não deverá exceder os limites indicados no Quadro 2.14.

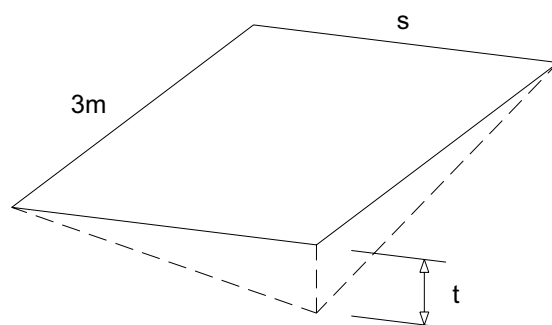


Figura 2.17 - Definição do empenamento do tabuleiro (adaptado de EN1990-A2 (2005))

Quadro 2.14 - Valores máximos do empenamento do tabuleiro (adaptado de EN1990-A2 (2005))

Velocidade (km/h)	t (mm/3m)
$v \leq 120$	$\leq 4,5$
$120 < v \leq 200$	$\leq 3,0$
$v > 200$	$\leq 1,5$

Na norma italiana o limite de 200 km/h passa a 220 km/h, sendo necessário ainda verificar que para velocidades superiores a 220 km/h, o empenamento, t , para a passagem dos comboios reais, afectado do factor de amplificação dinâmica, deve ser inferior ou igual a 1,2 mm/3 m.

Na norma espanhol (IAPF) os valores máximos do empenamento do tabuleiro devem ser multiplicados por um coeficiente β calculado através da seguinte expressão:

$$\beta = \frac{1,78r^2}{(r + c)^2} \quad (2.27)$$

em que $c = 0,5$ e r é a distância entre os pontos de apoio das rodas de um eixo nos carris, cujo valor pode ser tomado igual ao valor da bitola acrescido de 65 mm. No caso da bitola europeia β toma o valor 1,00125.

O empenamento total do tabuleiro, soma do empenamento com a ponte descarregada, com o empenamento provocado pelas acções de tráfego, não deve exceder 7,5 mm/3 m (a norma italiana “Intruzioni n°I/SC/PS-OM/2298” apresenta um valor mais conservativo, 6,0 mm/3 m).

3) Deformação vertical do tabuleiro

O deslocamento vertical do tabuleiro calculado para o modelo de cargas LM71 (ou SW/0 e SW/2 quando aplicáveis) multiplicado pelo factor de classificação α , não deverá exceder $L / 600$ em qualquer ponto da via.

No caso de vias balastradas as limitações das rotações nos extremos dos tabuleiros, bem como entre dois tabuleiros adjacentes (Figura 2.18), estão implícitas nas verificações de segurança relativas à interacção via ponte, e que serão apresentadas na secção 2.8.

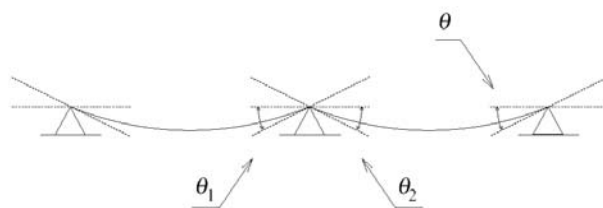


Figura 2.18 – Definição das rotações de extremidade do tabuleiro

Verificações adicionais poderão ser definidas no entanto para um projecto particular ou nos documentos nacionais de aplicação de cada país.

Por exemplo as normas espanhola e italiana apresentam limites (Quadro 2.15) para as rotações referidas. As rotações devem ser calculadas para o modelo LM71 multiplicado pelo factor dinâmico Φ e para as acções térmicas.

Quadro 2.15 – Valores máximos das rotações (θ_v)

Casos	$\theta_v (\times 10^{-3} \text{ rad})$	
	Via unica	Via dupla ou superior ⁽³⁾
Transição tabuleiro-encontro (θ) Via balastrada	6,5	3,5
Tramos consecutivos ($\theta_1 + \theta_2$) Via balastrada	10,0	5,0
(θ) e ($\theta_1 + \theta_2$) Via não balastrada ⁽¹⁾	5,0	2,5
(θ) e ($\theta_1 + \theta_2$) Via não balastrada ⁽²⁾	(4)	(4)

⁽¹⁾ Contínua apenas em um dos extremos

⁽²⁾ Contínua nos dois extremos

⁽³⁾ Apenas com uma via carregada,

⁽⁴⁾ São necessários cálculos especiais

Nota: Os valores para vias não balastradas apenas são referidos na IAPF

4) Deformação e vibração transversal do tabuleiro

A deformação transversal do tabuleiro deverá ser verificada para uma combinação característica (ver Quadro 2.7) das acções referentes ao modelo de cargas LM71 (ou SW/0) multiplicados por Φ e por α , às forças de lacete e centrífugas, à acção do vento e à variação diferencial da temperatura na direcção transversal.

O deslocamento transversal do tabuleiro, δ_h , deve ser limitado de modo a que a variação angular e o raio de curvatura obedeçam aos limites indicados no Quadro 2.16.

Quadro 2.16 - Variação angular e raio de curvatura máximos

Gama de velocidades v (km/h)	Variação angular máxima (rad)	Variação máxima do raio de curvatura (m)	
		Tabuleiro Único	Vários Tabuleiros
$v \leq 120$	0,0035	1700	3500
$120 < v \leq 200$	0,0020	6000	9500
$v > 200$	0,0015	14000	17500

A variação do raio de curvatura (r) pode ser determinado a partir da seguinte expressão:

$$r = \frac{L^2}{8\delta_h} \quad (2.28)$$

O deslocamento transversal inclui não só a deformação do tabuleiro mas também a deformação dos pilares e das fundações.

De modo a evitar fenómenos de ressonância lateral dos comboios a primeira frequência de vibração transversal de um tramo de tabuleiro não deve ser inferior a 1,2 Hz.

2.7.4 Critérios relativos ao conforto dos passageiros

O conforto dos passageiros depende das acelerações sentidas no interior das carruagens do comboio durante a sua passagem pela ponte.

No Quadro 2.17 são indicados os valores máximos da aceleração vertical nas carruagens (b_v) em função de três níveis de conforto admitidos para os passageiros: Muito bom, Bom e Aceitável.

Quadro 2.17 - Valores indicativos da aceleração máxima nas carruagens para três níveis de conforto

Nível de Conforto	Aceleração Vertical b_v (m/s ²)
Muito Bom	1,0
Bom	1,3
Aceitável	2,0

As acelerações nas carruagens apenas podem ser obtidos através de uma análise dinâmica que tenha em consideração a interacção entre o comboio e a estrutura. Sendo estas análises mais complexas, o anexo A2 do EN1990 permite controlar o conforto dos passageiros de uma forma simplificada limitando-se o deslocamento vertical do tabuleiro. Estes limites só serão no entanto válidos para pontes formadas por tramos simplesmente apoiados ou com continuidade, que não apresentem variações significativas dos vãos, ou de rigidez dos seus tramos, e com vãos inferiores a 120 m.

O deslocamento vertical (δ) do tabuleiro deverá ser calculado tendo em conta os valores característicos do modelo de cargas LM71 multiplicados pelo coeficiente dinâmico Φ e considerando $\alpha = 1$. No caso de pontes com duas ou mais vias é necessário carregar apenas uma das vias.

Na Figura 2.19 apresentam-se os valores limite da relação L/δ , em função do vão L da ponte, correspondentes a um nível de conforto Muito bom. Os limites apresentados dependem da velocidade e são válidos para uma sucessão de três ou mais tramos simplesmente apoiados.

Para os níveis de conforto Bom e Aceitável os valores de L/δ devem ser divididos pelos respectivos valores de b_v .

Para pontes simplesmente apoiadas com um ou dois tramos e no caso de pontes contínuas com dois tramos, os valores de L/δ devem ser multiplicados por 0,7.

Para pontes contínuas com três ou mais tramos os valores de L/δ devem ser multiplicados por 0,9.

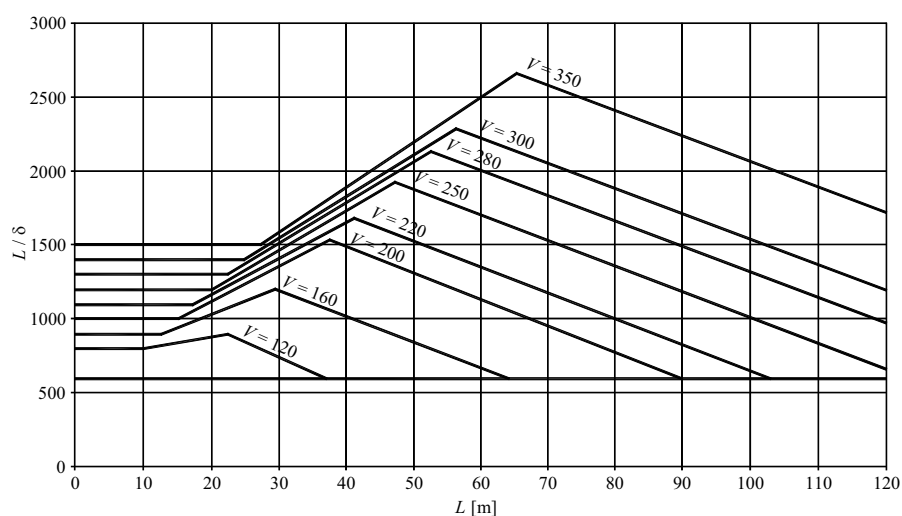


Figura 2.19 - Deslocamento vertical máximo (δ) correspondente a um nível de aceleração vertical nas carruagens $b_v = 1,0 \text{ m/s}^2$, em função da velocidade v (km/h)

Quando for necessário realizar uma análise dinâmica que tenha em consideração a interacção entre o comboio e a ponte devem ser tidos em conta os seguintes aspectos:

- i) gama de velocidades até à velocidade máxima dos veículos;
- ii) modelos de carga de cada um dos comboios reais;
- iii) interacção dinâmica entre os diversos veículos do comboio e a estrutura;
- iv) amortecimento e rigidez das suspensões dos comboios reais;
- v) um número suficiente de carruagens para produzirem os máximos efeitos em pontes de grande vão;
- vi) um número suficiente de vãos da estrutura de modo a que se possam desenvolver fenómenos de ressonância nas suspensões dos veículos.

2.8 INTERACÇÃO VIA-PONTE

2.8.1 Introdução

Quando os carris são contínuos sobre as pontes e sobre um ou ambos os encontros, as acções de arranque e frenagem são repartidas pelos apoios da ponte e pelo terreno situado para além do respectivo encontro. Os carris restringem os movimentos livres do tabuleiro devido a variações diferenciais de temperatura, cargas de tráfego, fluência e retracção, o que conduz ao aparecimento de forças longitudinais nos apoios fixos da ponte e esforços nos próprios carris.

Os efeitos que resultam da interacção entre a via e a ponte devido a actuação das acções variáveis devem ser utilizados no dimensionamento do tabuleiro, dos apoios fixos, dos pilares e fundações da ponte e na verificação das tensões nos carris. São quatro os parâmetros que influenciam o comportamento em termos de interacção via-estrutura:

- 1) configuração da própria estrutura: vigas simplesmente apoiadas ou contínuas; posição dos apoios fixos; posição do ponto térmico da ponte; comprimento de dilatação, definido pela distância entre o ponto térmico e o extremo mais afastado da ponte; etc;
- 2) configuração da via: via balastrada ou não balastrada; distância medida na vertical entre o topo do tabuleiro e o eixo neutro dos carris; localização das juntas de dilatação nos carris;
- 3) propriedades da estrutura: rigidez vertical da estrutura; distância medida na vertical entre o eixo neutro e o topo do tabuleiro; distância medida na vertical entre o eixo neutro do tabuleiro e o eixo de rotação dos apoios; etc;
- 4) propriedades da via: rigidez axial do carril; resistência da via ou dos carris aos deslocamentos longitudinais.

2.8.2 Acções a ser consideradas

2.8.2.1 Forças de arranque e frenagem

No caso de pontes de duas ou mais vias devem ser aplicadas simultaneamente forças de frenagem e de arranque em duas vias distintas. Se for permitido circular na mesma

direcção em duas ou mais vias as forças de frenagem ou arranque devem ser aplicadas nessas mesmas vias.

2.8.2.2 Temperatura

Os valores característicos da acção uniforme de temperatura na via e no tabuleiro, de acordo com a EN 1991-2, deverão ser tomados iguais a $\pm 50^{\circ}\text{C}$ e $\pm 35^{\circ}\text{C}$, respectivamente. Os valores característicos e a distribuição da variação diferencial de temperatura na secção são definidos na pré-norma prEN1991-1-5, em função da tipologia do tabuleiro e do revestimento superior. Os valores de γ e ψ devem ser tomados iguais à unidade.

2.8.2.3 Acções verticais

Deve ser utilizado o modelo de cargas LM71 (SW/0 e SW/2 quando aplicáveis) multiplicado pelo factor de classificação α .

2.8.2.4 Outras acções

Deve ser considerado o efeito de qualquer acção que produza rotações nos tabuleiros e como consequência um deslocamento longitudinal ao nível das fibras superiores nos extremos dos mesmos. Dentro destas há a salientar os fenómenos de fluência, retracção e gradiente térmico.

2.8.3 Modelação

Os valores das acções longitudinais transmitidas pelo tabuleiro são determinadas tendo em conta a rigidez de todos os elementos da estrutura bem como a resistência ao movimento relativo entre o carril e o tabuleiro. Para a determinação dos efeitos provocados pela interacção entre a via e a estrutura devem ser realizadas análises com base no modelo da Figura 2.20 e Figura 2.21. No caso de ser possível substituir os aparelhos de apoio, pilares e fundações por uma ligação com rigidez equivalente, utiliza-se o modelo da Figura 2.20 b). Nos outros casos utiliza-se o modelo da Figura 2.20 a).

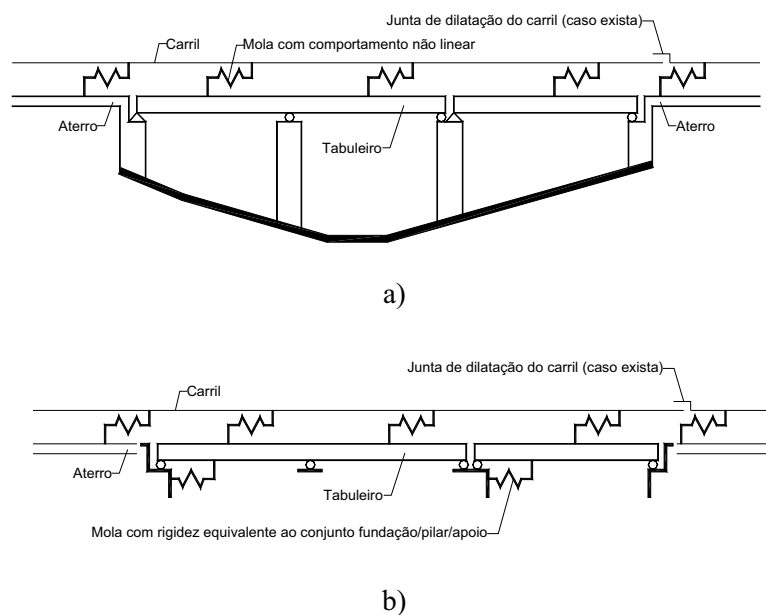


Figura 2.20 - Modelos estruturais para a avaliação dos efeitos resultantes da interacção via-ponte: a) modelo completo; b) modelo simplificado

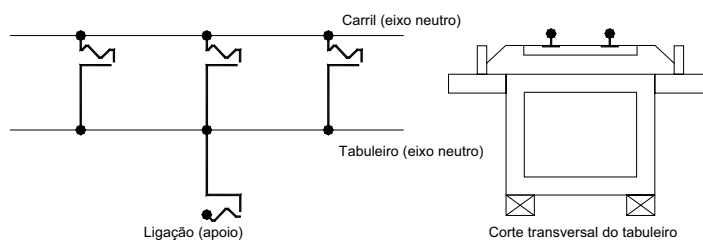


Figura 2.21 - Pormenor do modelo estrutural para avaliação dos efeitos da interacção via-tabuleiro

A interacção entre a via e o tabuleiro é traduzida através de uma força de atrito constante e de sentido contrário ao movimento relativo entre a via e o tabuleiro e é definida através da lei bi-linear representada na Figura 2.22.

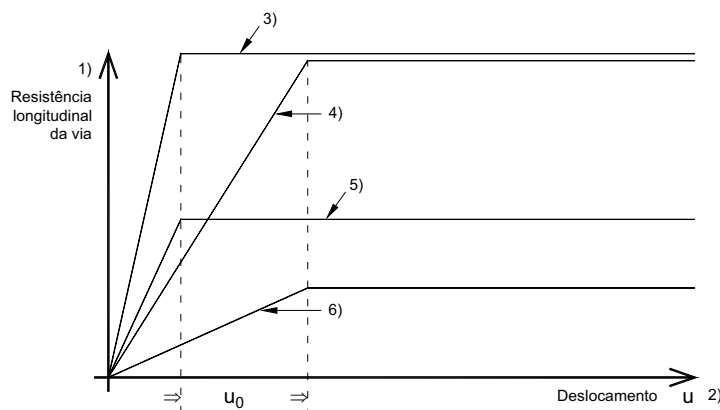


Figura 2.22 - Relação carga/deslocamento da ligação longitudinal via-tabuleiro (adaptado de EN 1991-2 (2003))

Os valores para o deslocamento plástico e para a resistência longitudinal da via, que definem a lei bi-linear, encontram-se definidos na EN 1991-2 e na ficha UIC 774-3R (2001).

As forças longitudinais nos carris e apoios resultantes da actuação individual das acções podem ser combinadas de forma simplificada através da sobreposição linear dos efeitos.

2.8.4 Verificações de segurança

2.8.4.1 Tensões nos carris

As tensões adicionais nos carris devidas à interacção via-tabuleiro por acção da temperatura, arranque e frenagem não devem ultrapassar os 72 MPa (60 MPa na “Intruzioni n°I/SC/PS-OM/2298”) no caso do carril estar em compressão ou os 92 MPa (70 MPa na “Intruzioni n°I/SC/PS-OM/2298”) quando está sujeito a tracção.

Estes valores são válidos para carris UIC60, com uma classe de aço de resistência mínima de 900 MPa, com um raio de curvatura igual ou superior a 1500 m, e uma espessura mínima de 30 cm de balastro por baixo das travessas.

2.8.4.2 Deformações da estrutura

No que diz respeito à estrutura são quatro os limites a considerar:

- 1) devido às forças de arranque e frenagem, o máximo deslocamento longitudinal relativo de cada extremo do tabuleiro relativamente ao encontro não deverá ser

superior a: 5 mm se o carril for contínuo sem dispositivos de dilatação ou com um dispositivo de dilatação numa das extremidades do tabuleiro; 30 mm no caso de tabuleiros com juntas de dilatação nos carris em ambas as extremidades sendo o balastro contínuo nessas mesmas extremidades; movimentos superiores aos 30 mm são apenas permitidos no caso de existirem dispositivos de dilatação no balastro e nos carris. Estes limites são também aplicáveis para o máximo deslocamento relativo entre dois tabuleiros consecutivos;

- 2) devido às acções verticais, e com um máximo de duas vias carregadas, o deslocamento longitudinal da fibra superior do tabuleiro na sua extremidade não deverá ultrapassar os seguintes valores: 8 mm quanto for considerado o comportamento conjunto da via e da estrutura; 10 mm quando este comportamento for desprezado;
- 3) o deslocamento vertical da fibra superior do tabuleiro em relação ao encontro ou a outro tabuleiro não deverá ultrapassar: 3 mm, para uma velocidade máxima de circulação igual ou inferior a 160 km/h; 2 mm, para uma velocidade máxima de circulação superior a 160 km/h;
- 4) no caso de vias não balastradas, as forças de arranque nos apoios do carril ou nos sistemas de fixação deverão ser verificadas para os respectivos estados limites (incluindo fadiga).

Na secção 6.5.4.6.1 do EN 1991-2 e no anexo G desta mesma norma são apresentados métodos simplificados para estimar os efeitos que resultam da interacção entre a via e a ponte devido às acções variáveis.

CAPÍTULO 3

METODOLOGIAS NUMÉRICAS DE ANÁLISE DINÂMICA DO SISTEMA PONTE-COMBOIO

3.1 INTRODUÇÃO

Os efeitos provocados pela passagem do tráfego ferroviário em pontes, a velocidades de circulação baixas, variam com o tempo, mas são praticamente equivalentes aos efeitos estáticos associados a cada comboio nas posições correspondentes.

O aumento da velocidade dos comboios vai provocar na ponte deslocamentos, momentos, etc., superiores aos que seriam obtidos caso as cargas correspondentes aos eixos do comboio fossem aplicadas de forma estática. Este aumento é ainda mais pronunciado nas vias de alta velocidade essencialmente devido aos fenómenos de ressonância que tendem a ocorrer.

Para uma análise realista do comportamento dinâmico das pontes, é necessário considerar os efeitos de uma estrutura em movimento, o comboio, sobre outra imóvel, a ponte (Calçada, 1995).

O modelo de cálculo a adoptar nas análises dinâmicas, pode não considerar a transferência de energia entre a ponte e as suspensões dos comboios. Nestes casos, as acções verticais devidas ao tráfego ferroviário ficam definidas através da consideração de um conjunto de cargas móveis constantes. A modelação do comboio através de cargas móveis tem como grande vantagem a possibilidade de ser facilmente implementada em programas de cálculo comerciais. O tempo computacional necessário para a realização de análises dinâmicas com este tipo de metodologias é consideravelmente inferior ao gasto em análises dinâmicas com interacção ponte-comboio.

Quando se pretende obter os valores das acelerações nas carruagens dos comboios, de modo a poder avaliar o conforto dos passageiros, ou quando se pretende avaliar os efeitos das irregularidades da via ou, ainda, quando se pretende estudar a zona de transição do aterro para a ponte, é necessário a adopção de um modelo que tenha em consideração a interacção entre o comboio e a ponte. Nestes casos, os comboios são modelados tendo em conta as suas características dinâmicas, podendo ser utilizados modelos mais simplificados ou completos na sua discretização.

3.2 MODELAÇÃO DA PONTE

O comportamento dinâmico de pontes de via única, com viés superior aos 80 graus, cuja secção transversal apresente elevada resistência e rigidez à torção, pode ser traduzido com suficiente aproximação através de modelos de barras contidas no plano vertical (Hambly, 1998)

No caso de pontes de via dupla, a passagem excêntrica do tráfego ferroviário pode provocar efeitos torsionais importantes. Nestas situações, deverão ser utilizados modelos tridimensionais para a descrição do comportamento dinâmico da estrutura.

A distância entre almas de uma viga caixão de um tabuleiro de uma ponte ferroviária de alta velocidade pode atingir os 7,0 m. Como consequência, os modos de vibração da laje superior, modos locais da estrutura, podem provocar acelerações excessivas no tabuleiro, e com isso levar à instabilidade do balastro. Estes fenómenos devem ser estudados com recurso a modelos de elementos finitos de casca.

Na elaboração deste trabalho, e para ter em conta os fenómenos descritos anteriormente, foram desenvolvidos vários modelos de análise linear, material e geométrica, com o recurso a dois programas de cálculo: Femix e SAP2000.

Aproveitando a potencialidade do programa Femix, foram desenvolvidos modelos tridimensionais de viga com os quais foram realizadas todas as análises dinâmicas em que foi considerada a interacção entre o comboio e a ponte.

No programa SAP2000, para além dos modelos tridimensionais de viga utilizados na realização das análises dinâmicas sem interacção ponte-comboio, foram desenvolvidos modelos da ponte com recurso a elementos finitos de casca. Nestes modelos foi possível analisar em pormenor o comportamento local da laje superior do tabuleiro com secção em forma de caixão, bem como efectuar a degradação das cargas, transversalmente ao eixo da via.

3.3 MODELAÇÃO DO COMBOIO

As análises dinâmicas realizadas com modelos de cargas pontuais consideram que a força que é transmitida pelos eixos dos comboios aos carris é constante e de valor igual à sua carga nominal. Na realidade, acontece que durante a passagem dos comboios pela ponte as suspensões primárias e secundárias das carruagens vão interagir com esta, provocando assim uma dissipação de energia e consequentemente uma variação da força transmitida pelos eixos dos comboios.

Os efeitos da interacção entre a ponte e o comboio só podem ser obtidos através de uma correcta modelação das suas carruagens e locomotivas, de modo a se conseguir traduzir o seu comportamento dinâmico. Em função da maior ou menor consideração das características dos comboios, existem dois tipos de modelos, que se apresentam nos pontos seguintes, que podem ser utilizados para a realização das análises dinâmicas.

3.3.1 Modelos completos

Conforme referido em 2.3.3.1 os comboios de alta velocidade podem ser do tipo convencional, articulado ou regular. No caso de um comboio do tipo convencional, cada um dos veículos (locomotiva ou carruagem) pode ser modelado por intermédio dos seguintes elementos (Figura 3.1):

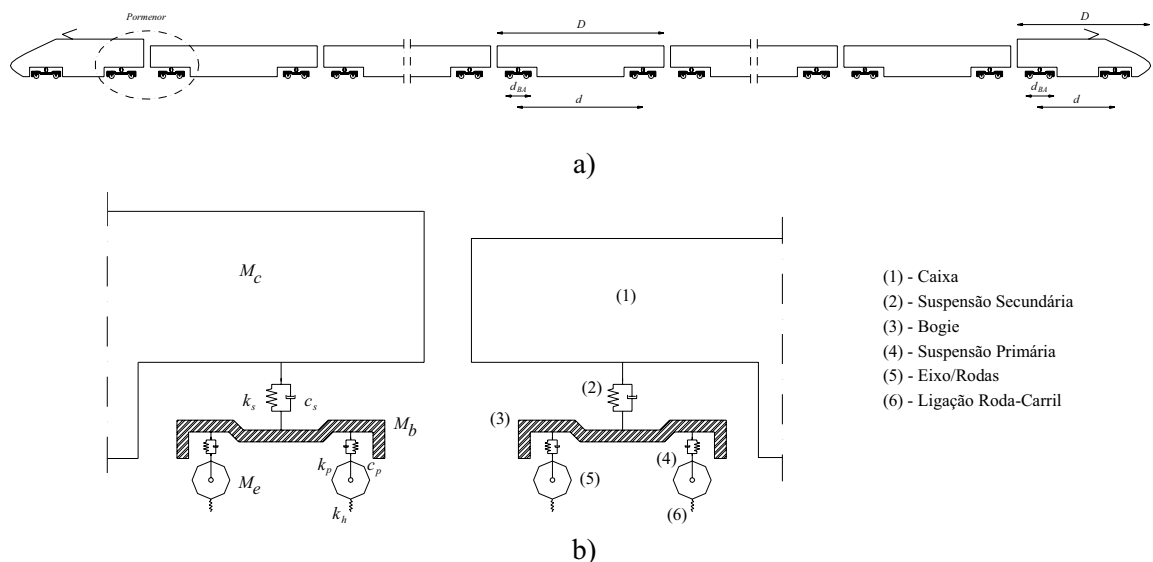


Figura 3.1 - Modelo completo dinâmico de um comboio convencional: a) Alçado; b) Pormenor

- um corpo rígido, de massa M_c e inércia à rotação I_c , a simular a caixa;
- molas, de rigidez K_s , e amortecedores, com constante de amortecimento c_s , a simularem as suspensões secundárias;
- corpos rígidos, de massa M_b e inércia à rotação I_b , a simularem os bogies;
- molas, de rigidez K_p , e amortecedores, com constante de amortecimento c_p , a simularem as suspensões primárias;
- massas concentradas M_e , a simularem os eixos e as rodas;
- molas, de rigidez K_h , a simularem a ligação roda-carril.

A geometria dos veículos é caracterizada pelas seguintes dimensões:

- distância entre eixos, d_{BA} ;
- distância entre pivots ou embasamento, d ;
- distância entre tampões, D .

Refira-se que é habitual designar as massas dos eixos e das rodas como massas não suspensas, as massas dos bogies como massas semi-suspensas e a massa da caixa como massa suspensa.

3.3.2 Modelos simplificados

Na Figura 3.2 apresenta-se o modelo simplificado proposto pelo ERRI (ERRI D214/RP4, 1999), que se baseia nas seguintes considerações:

- a massa não suspensa é desprezada;
- massa do sistema, m_s , igual a metade da massa, M_b , do bogie;
- rigidez, K_p , e constante de amortecimento, c_p , com valores iguais aos valores das suspensões primárias;
- forças aplicadas ao sistema de valor igual às forças estáticas transmitidas pelos eixos do comboio.

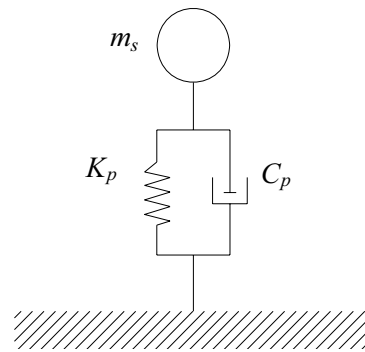


Figura 3.2 - Modelo dinâmico simplificado de um comboio (adaptado de ERRI D214/RP4, 1999)

As análises dinâmicas realizadas com a aplicação do modelo simplificado aos comboios reais ICE2 e ETR Y500, permitiu à comissão de especialistas do ERRI (ERRI D214/RP4, 1999) apresentar as seguintes conclusões:

- o tempo computacional gasto nas análises dinâmicas realizadas com o modelo simplificado do comboio é substancialmente inferior, quando comparado com a utilização do modelo completo para o mesmo comboio (5 a 10 s contra as 3,5 a 7 horas, gastas para uma análise individual);
- as análises dinâmicas realizadas com o modelo de cargas rolantes são cerca de dez vezes mais rápidas, quando comparadas com as análises onde o comboio é modelado de modo simplificado;
- em pontes com vãos relativamente curtos ($L = 10$ a 20 m), os resultados obtidos nas análises dinâmicas em que foi utilizado o modelo simplificado do comboio são bastante satisfatórios, quer em termos de tempo de cálculo, quer em termos de resultados;
- para vãos superiores aos 30 m, os resultados alcançados nas análises dinâmicas, em que é utilizado o modelo completo do comboio, apresentam diferenças quando comparados com os obtidos nas análises realizadas com o modelo simplificado do mesmo comboio. Estas diferenças são explicadas pela existência de movimentos importantes nas caixas dos veículos, pelo que a comissão D214 sugere o desenvolvimento de novos modelos simplificados que possam reproduzir a resposta da caixa do veículo.

3.3.3 Modelos desenvolvidos

Neste trabalho foram efectuadas análises dinâmicas com interacção ponte-comboio para os comboios ICE2 e ETR Y500, em serviço nas redes de alta velocidade alemã e italiana, respectivamente.

Os parâmetros relativos ao comboio ICE2 foram obtidos em ERRI D214/RP9 (2001). De modo a avaliar a importância na resposta dinâmica do sistema ponte-comboio dos parâmetros relativos ao comboio, foram utilizados valores dos parâmetros apresentados por outro investigador do RWTH de Aachen (Paffrath, 1998).



Figura 3.3 – Comboios: a) ETR Y500, da rede de alta velocidade italiana e b) ICE2, da rede de alta velocidade alemã

Os parâmetros relativos ao comboio ETR Y500 foram retirados de um trabalho elaborado por Liberatore (1992). Este autor, que também integrou a comissão D214 do ERRI, desenvolveu um programa para a realização de análises com interacção ponte-comboio, que foi aliás utilizado no âmbito dos trabalhos da referida comissão.

No Quadro 3.1 são apresentados os valores dos parâmetros para os comboios ETR Y500 e ICE2, aparecendo dentro de parêntesis (sempre que apresentem diferenças) os valores referentes ao investigador Paffrath (1998).

Quadro 3.1 - Características das locomotivas e carruagens

			Comboio	Locomotiva	Carruagem	Unidades
Massas	M_c		ICE2	60,768	33,930 (40,600)	t
			ETR Y500	50,188	29,67	
	M_b		ICE2	5,600	2,373 (2,980)	t
			ETR Y500	8,95	6,25	
	M_e		ICE2	2,003	1,728 (1,760)	t
			ETR Y500	2,04	1,58	
	Cargas por eixo		ICE2	196,2	111,8	kN
			ETR Y500	187,0	118,9	
Suspensões	Primária	K_p	ICE2	4800,0	1600,0 (1940,0)	kN/m
			ETR Y500	4349,6	1617,5	
		c_p	ICE2	108,0	20,0 (2,4)	kN.s/m
			ETR Y500	29,9	1,47	
	Secundária	K_s	ICE2	1760,0	300,0 (1410,0)	kN/m
			ETR Y500	2137,4	722,2	
		c_s	ICE2	152,0	6,0 (40,0)	kN.s/m
			ETR Y500	142,2	63,8	
Roda-carril	K_h		ICE2	$1,94 \times 10^6$	$1,45 \times 10^6$	kN/m
			ETR Y500	$1,91 \times 10^6$	$1,65 \times 10^6$	
Dimensões	D		ICE2	20,6	26,4	m
			ETR Y500	19,7	26,1	
	d_{BA}		ICE2	3,0	2,5	m
			ETR Y500	3,0	3,0	
	d		ICE2	11,5	19,0	m
			ETR Y500	12,0	19,0	

A rigidez elástica do contacto entre a roda e o carril (K_h) foi determinada atendendo à teoria de Hertz (Calçada, 1995), que admite que a área de contacto entre dois corpos elásticos, tais como a roda do veículo e a cabeça do carril, é do tipo elipsoidal, sendo a distribuição da tensão de contacto semi-elíptica (Figura 3.4).

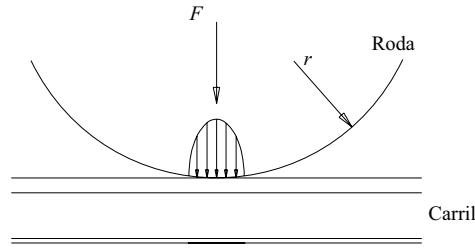


Figura 3.4 - Distribuição das tensões de contacto entre a roda e o carril de acordo com a teoria de Hertz

De acordo com esta teoria, K_h pode ser calculado por intermédio da seguinte expressão:

$$K_h = \frac{3}{2} c_h^{2/3} F^{1/3} \quad (3.1)$$

sendo F o valor da carga estática por eixo de cada um dos veículos e c_h uma constante cujo valor depende do raio da roda e do seu estado de uso.

Como foi referido anteriormente, as análises dinâmicas com interacção entre o comboio e a ponte foram realizadas com recurso ao programa Femix e elementos de viga 3D, tendo-se admitido:

- os corpos rígidos, relativos à caixa e aos bogies do veículo, modelados por elementos de viga de rigidez à flexão elevada ($EI \approx \infty$), tendo a massa sido distribuída uniformemente pelos elementos;
- as suspensões do veículo e a ligação roda-carril modeladas por vigas de rigidez axial e amortecimento em conformidade com as características destes elementos, rigidez à flexão desprezável ($EI \approx 0$) e massa nula;
- as massas correspondentes às rodas e eixos dos veículos foram concentradas nos respectivos nós.

Na Figura 3.5 apresenta-se a malha de elementos de viga correspondentes a uma locomotiva e uma carruagem, bem como as respectivas condições de apoio.

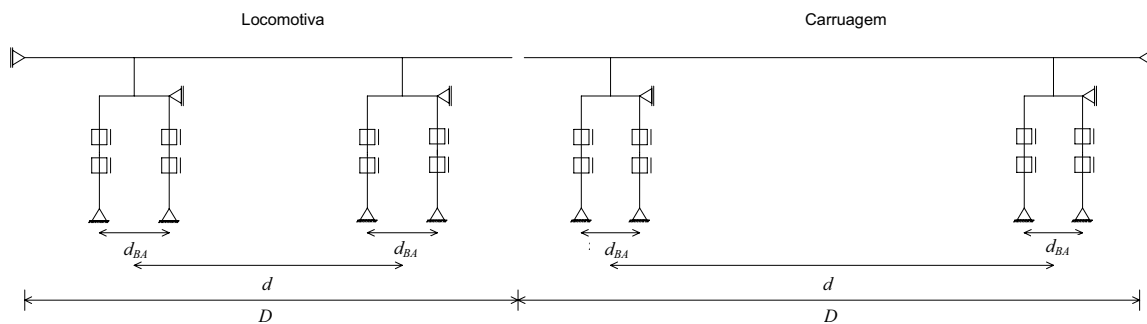


Figura 3.5 - Modelação do comboio através de elementos de viga

São utilizados 21 elementos e 22 nós na discretização de cada um dos veículos.

Os valores das características dos elementos de viga utilizados na modelação do comboio ICE2 encontram-se indicados no Quadro 3.2, apresentando-se no Quadro 3.3 os valores correspondentes ao comboio ETR Y500.

Quadro 3.2 - Características dos elementos de viga utilizados na modelação do comboio ICE2

Unidade	Elemento	EI (kN.m ²)	EA/L (kN/m)	m (t/m)	c_1 (s ⁻¹)	c_2 (s)
Locomotiva	Caixa	∞	∞	2,991	0	0
	Suspensão secundária	0	1760	0	0	$8,636 \times 10^{-2}$
	Bogie	∞	∞	1,867	0	0
	Suspensão primária	0	4800	0	0	$2,250 \times 10^{-2}$
	Roda	0	$1,94 \times 10^6$	20,03	0	0
	Ligação roda-carril	0	$1,94 \times 10^6$	0	0	0
Carruagem	Caixa	∞	∞	1,308 (1,256)	0	0
	Suspensão secundária	0	300 (1410)	0	0	$2,000 \times 10^{-2}$ $(2,837 \times 10^{-2})$
	Bogie	∞	∞	0,9492 (1,192)	0	0
	Suspensão primária	0	1600 (1940)	0	0	$1,250 \times 10^{-2}$ $(0,124 \times 10^{-2})$
	Roda	0	$1,45 \times 10^6$	17,28 (17,60)	0	0
	Ligação roda-carril	0	$1,45 \times 10^6$	0	0	0

Quadro 3.3 - Características dos elementos de viga utilizados na modelação do comboio ETR Y500

Unidade	Elemento	EI (kN.m ²)	EA/L (kN/m)	m (t/m)	c_1 (s ⁻¹)	c_2 (s)
Locomotiva	Caixa	∞	∞	2,600	0	0
	Suspensão secundária	0	2140	0	0	$6,653 \times 10^{-2}$
	Bogie	∞	∞	2,983	0	0
	Suspensão primária	0	4350	0	0	$0,687 \times 10^{-2}$
	Roda	0	$1,91 \times 10^6$	20,400	0	0
	Ligação roda-carril	0	$1,91 \times 10^6$	0	0	0
Carruagem	Caixa	∞	∞	1,154	0	0
	Suspensão secundária	0	722	0	0	$8,834 \times 10^{-2}$
	Bogie	∞	∞	2,083	0	0
	Suspensão primária	0	1620	0	0	$0,091 \times 10^{-2}$
	Roda	0	$1,65 \times 10^6$	15,800	0	0
	Ligação roda-carril	0	$1,65 \times 10^6$	0	0	0

O amortecimento das suspensões primária e secundária são calculados através da matriz de amortecimento de Rayleigh. Considerando as suspensões com massa nula, obtém-se a seguinte expressão para o coeficiente c_2 :

$$c_2 = \frac{c_{p(s)}}{K_{p(s)}} \quad (3.2)$$

Na Figura 3.6 apresenta-se as configurações e frequências associadas aos primeiros quatro modos de vibração das locomotivas do comboio ETR Y500. Os dois primeiros modos envolvem essencialmente movimentos da caixa. Os outros dois modos envolvem essencialmente movimentos dos bogies.

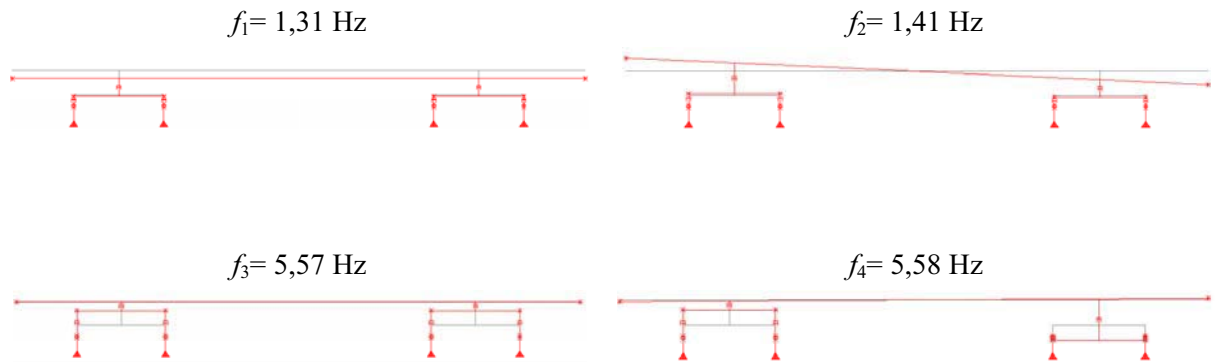


Figura 3.6 - Modos de vibração da locomotiva do comboio ETR Y500

Na Quadro 3.4 apresentam-se as frequências e os respectivos coeficientes de amortecimento associadas aos primeiros quatro modos de vibração das carruagens e locomotivas dos comboios ETR Y500 e ICE2. As designações V e R refere-se a modos que envolvem movimentos vertical e de rotação da caixa. A designação VB refere-se a modos que apresentam movimentos verticais dos bogies.

Quadro 3.4 - Frequências e coeficientes de amortecimentos relativos aos primeiros quatro modos de vibração das carruagens e locomotivas dos comboios ETR Y500 e ICE2.

		ETR Y500		ICE2		
		Locomotiva	Carruagem	Locomotiva	Carruagem ERRI	Carruagem Paffrath
1º Modo (V)	f (Hz)	1,31	0,99	1,05	0,64	1,25
	ξ (%)	21,9	22,0	25,6	3,9	7,4
2º Modo (R)	f (Hz)	1,41	1,26	1,17	0,81	1,58
	ξ (%)	23,0	27,0	26,5	4,8	9,0
3º Modo (VB)	f (Hz)	5,57	4,03	7,17	6,11	6,74
	ξ (%)	35,2	24,0	74,1	25,3	18,8
4º Modo (VB)	f (Hz)	5,58	4,05	7,18	6,11	6,77
	ξ (%)	35,5	26,0	74,2	25,3	19,4

Os coeficientes de amortecimento (ξ) foram calculados através da expressão (3.3), considerando para os veículos (locomotiva e carruagem) um modelo com quatro graus de liberdade: deslocamento vertical da caixa, rotação da caixa e deslocamentos verticais dos dois bogies.

$$\xi_n = \frac{C_n}{2\omega_n M_n} \quad (3.3)$$

No ERRI D214/RP4 (1999) são apresentados resultados obtidos pela passagem do comboio ETR Y500 a diferentes velocidades e para pontes com diferentes características. No referido relatório são ainda apresentados todos os dados que foram necessários para a realização dessas análises dinâmicas, que tiveram em consideração a interacção entre o comboio e a ponte, exceptuando os dados relativos às características dos comboios. Com o intuito de validar os parâmetros conhecidos relativos ao comboio ETR Y500, já que estes não são apresentados em nenhum documento oficial, foram realizadas análises dinâmicas para duas situações distintas do referido relatório.

A primeira situação estudada refere-se à passagem do comboio ETR Y500 por uma ponte simplesmente apoiada com um vão L de 20 m à velocidade de 326 km/h. A ponte, com uma relação L/f igual a 1000 (f é a flecha a meio vão devido ao modelo de cargas LM71 majorado pelo respectivo coeficiente dinâmico), apresenta uma rigidez à flexão de 12 230 850 kN.m², e um peso por unidade de comprimento de 150 kN/m, o que corresponde a um valor de 3,51 Hz para a frequência do primeiro modo de vibração da estrutura. O valor da aceleração máxima a meio vão apresentado no relatório tem o valor de 18,34 m/s², tendo o autor obtido um valor de 18,83 m/s². Na Figura 3.7 são apresentados os registos, em termos do deslocamento e aceleração a meio vão da ponte, provocados pela passagem do comboio ETR Y500 à velocidade de 326 km/h.

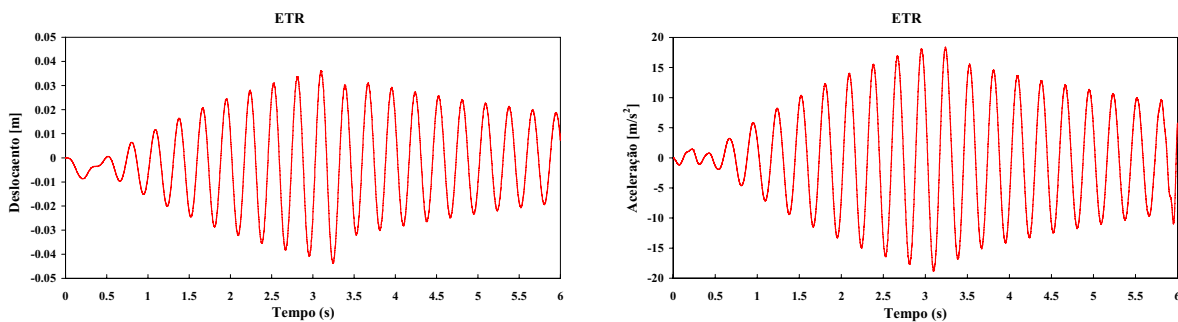


Figura 3.7 - Registos do deslocamento e aceleração a meio vão para a passagem do comboio ETR Y500 à velocidade de 326 km/h

Foi ainda analisada uma segunda ponte simplesmente apoiada com um vão L de 10 m, sujeita à passagem do comboio ETR Y500 à velocidade de 293 km/h. A ponte com uma relação L/f igual a 1000 apresenta uma rigidez à flexão de 1 901 560 kN.m² e um peso por unidade de comprimento de 110 kN/m, o que corresponde a um valor para a frequência do primeiro modo de vibração de 6,47 Hz. O valor da aceleração máxima a meio vão

apresentado no relatório tem o valor de $14,28 \text{ m/s}^2$, tendo o autor obtido um valor de $14,80 \text{ m/s}^2$. Na Figura 3.8 são apresentadas as evoluções em função do tempo, do deslocamento e aceleração de um ponto situado a meio vão da ponte, provocados pela passagem do comboio ETR Y500 à velocidade de 293 km/h .

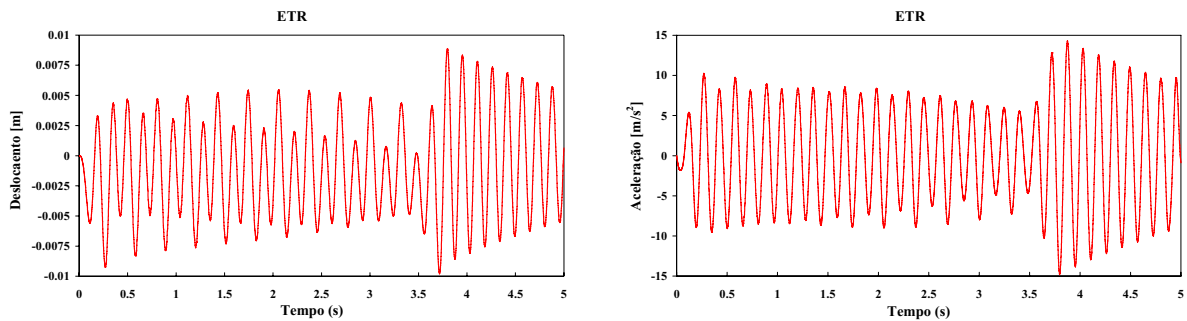


Figura 3.8 - Registos do deslocamento e aceleração a meio vão para a passagem do comboio ETR Y500 à velocidade de 293 km/h

Ambas as análises foram realizadas considerando um coeficiente de amortecimento proporcional à massa, com valor de 1%, e um incremento de tempo de $0,0005 \text{ s}$, tendo os resultados sido filtrados com um filtro digital do tipo passa-baixo com uma frequência de corte igual a 20 Hz .

A comparação com os resultados apresentados no ERRI D214/RP4 (1999), permite concluir da validade dos parâmetros recolhidos relativos ao comboio ETR Y500, bem como validar os modelos desenvolvidos.

3.4 ANÁLISE DINÂMICA SEM INTERACÇÃO PONTE-COMBOIO

Como já foi referido no capítulo 2, a EN 1991-2 permite que as análises dinâmicas sejam efectuadas sem a consideração da interacção entre o comboio e a ponte, nas quais o comboio é modelado através de um conjunto de cargas móveis.

A desvantagem que esta metodologia apresenta, ao não permitir a obtenção das acelerações nas carruagens dos comboios, nem permitir estudar os efeitos que o comboio pode provocar na resposta da ponte, é largamente recompensada ao nível do tempo computacional requerido.

3.4.1 Equação de equilíbrio dinâmico

As equações de equilíbrio dinâmico traduzem o equilíbrio das forças associadas a cada grau de liberdade da estrutura. Em cada ponto e para cada instante de tempo, estão

presentes quatro tipos de forças: i) forças de inércia (\mathbf{f}_i); ii) forças de amortecimento (\mathbf{f}_c); iii) forças elásticas (\mathbf{f}_e) e iv) forças exteriores (\mathbf{f}). O equilíbrio é estabelecido por intermédio da seguinte equação:

$$\mathbf{f}_i(t) + \mathbf{f}_c(t) + \mathbf{f}_e(t) = \mathbf{f}(t) \quad (3.4)$$

As forças de inércia são dadas por $\mathbf{f}_i = \mathbf{M}\ddot{\mathbf{u}}$, em que \mathbf{M} é a matriz de massa e $\ddot{\mathbf{u}}$ o vector das acelerações. As forças de amortecimento são dadas por $\mathbf{f}_c = \mathbf{C}\dot{\mathbf{u}}$, em que \mathbf{C} é a matriz de amortecimento e $\dot{\mathbf{u}}$ o vector das velocidades. As forças elásticas são dadas por $\mathbf{f}_e = \mathbf{K}\mathbf{u}$, em que \mathbf{K} é a matriz de rigidez e \mathbf{u} o vector de deslocamentos.

A expressão (3.4) pode então ser reescrita na seguinte forma:

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{u}}(t) + \mathbf{C}\dot{\mathbf{u}}(t) + \mathbf{K}\mathbf{u}(t) = \mathbf{f}(t) \quad (3.5)$$

A dimensão das matrizes na expressão (3.5) corresponde ao número de graus de liberdade da estrutura.

O vector das forças exteriores é obtido a partir das contribuições das diversas cargas móveis.

A forma de obtenção das forças modais a partir das cargas móveis será descrita na secção seguinte.

3.4.2 Consideração de cargas móveis

Ao efectuarmos uma análise dinâmica sem interacção ponte-comboio estamos a admitir que os comboios se comportam como estruturas infinitamente flexíveis, fazendo com que as acções verticais transmitidas pelo comboio à ponte tenham valor constante e igual à das cargas dos eixos que os constituem.

A utilização de dois programas de cálculo levou a pequenas diferenças na aplicação da metodologia das cargas móveis. Apresenta-se de seguida esta metodologia, ressaltando as diferenças existentes na implementação nos programas de cálculo Femix e SAP2000.

No Programa Femix o percurso das cargas rolantes é constituído por uma sequência de elementos de barra utilizados para a discretização da estrutura. O somatório dos comprimentos desses elementos é igual à extensão do percurso S .

A definição do percurso das cargas rolantes no programa SAP2000 é realizada através da definição dos nós que constituem esse mesmo percurso.

No instante inicial é necessário definir a posição de cada uma das cargas rolantes em relação à origem do percurso.

A posição de cada uma das cargas no instante t , $p(t)$, é obtida somando à posição inicial, $p(0)$, o espaço percorrido pelo comboio, isto é:

$$p(t) = p(0) + v \cdot t \quad (3.6)$$

em que v , é a velocidade admitida constante. A carga só é activa quando se verificar a condição $0 \leq p(t) \leq S$.

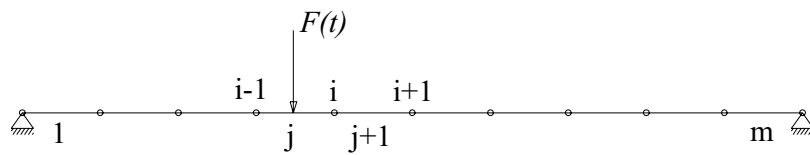


Figura 3.9 - Localização da carga rolante sobre os elementos do percurso

Definida a posição num dado instante t , a carga rolante é convertida em forças nodais equivalentes, podendo para o efeito utilizarem-se funções de aproximação hermitianas (Figura 3.10 a)) ou lineares (Figura 3.10 b)). Em ambos os casos, a força nodal no nó i atinge o máximo quando a carga se encontra sobre esse nó, e é nula quando se situa nos nós adjacentes.

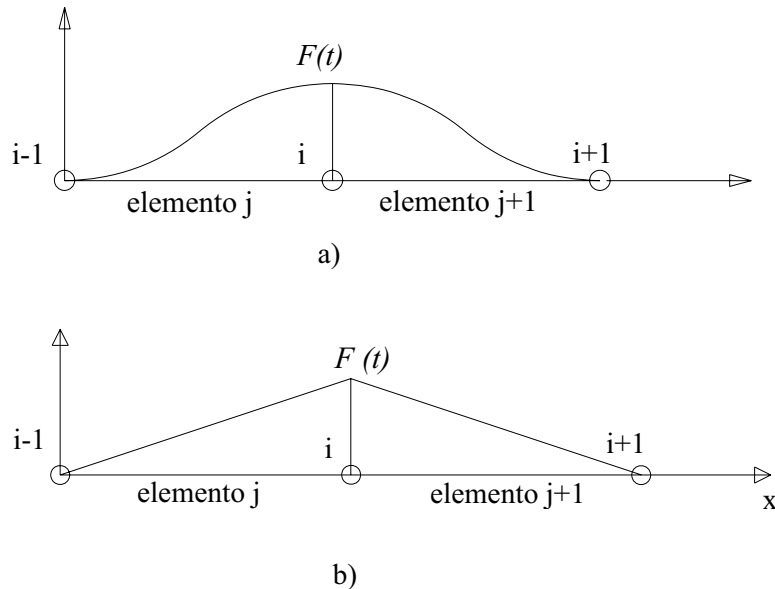


Figura 3.10 - Variação da força nodal no nó i devida à passagem de uma carga rolante admitindo uma função de aproximação: a) hermitiniana; b) linear

3.4.3 Resolução da equação de equilíbrio dinâmico

3.4.3.1 Método de Newmark

O método de Newmark é um método implícito de integração directa do sistema de equações diferenciais de equilíbrio dinâmico. O conceito principal dos métodos de integração directa está expresso nas seguintes equações:

$$\dot{\mathbf{u}}(t+\Delta t) = \dot{\mathbf{u}}(t) + \int_0^{\Delta t} \ddot{\mathbf{u}}(\tau) d\tau \quad (3.7)$$

$$\mathbf{u}(t+\Delta t) = \mathbf{u}(t) + \int_0^{\Delta t} \dot{\mathbf{u}}(\tau) d\tau \quad (3.8)$$

onde a velocidade e o deslocamento no instante $(t + \Delta t)$, são obtidos através dos valores destas grandezas no instante (t) , acrescidos do valor do respectivo integral.

Para dar início à resolução das análises é então necessário definir a maneira como a aceleração varia com o tempo. Esta aceleração controla a variação da velocidade e possibilita a passagem para o tempo seguinte (Clough, 1993).

Na formulação de Newmark, as equações (3.7) e (3.8) para obtenção da velocidade e deslocamento no instante $(t + \Delta t)$ são expressas da seguinte maneira:

$$\dot{\mathbf{u}}(t+\Delta t) = \dot{\mathbf{u}}(t) + (1-\gamma)\Delta t \ddot{\mathbf{u}}(t) + \gamma\Delta t \ddot{\mathbf{u}}(t+\Delta t) \quad (3.9)$$

$$\mathbf{u}(t+\Delta t) = \mathbf{u}(t) + \Delta t \dot{\mathbf{u}}(t) + \left(\frac{1}{2} - \beta\right)\Delta t^2 \ddot{\mathbf{u}}(t) + \beta\Delta t^2 \ddot{\mathbf{u}}(t+\Delta t) \quad (3.10)$$

Pela observação da expressão (3.9) conclui-se que no método de Newmark é assumida uma lei de variação linear da aceleração (Figura 3.11) entre os instantes (t) e $(t + \Delta t)$.

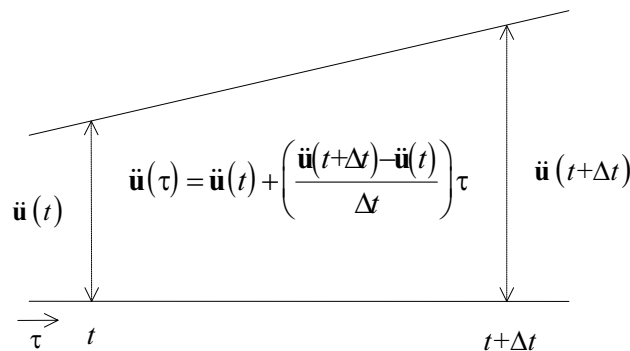


Figura 3.11 – Lei de variação das acelerações no método de Newmark

Os parâmetros γ e β das expressões (3.9) e (3.10) permitem controlar a estabilidade e a precisão do processo de integração.

De acordo com Hughes (1987) a estabilidade incondicional e a máxima eficiência em termos de dissipação algorítmica são atingida para

$$\gamma \geq \frac{1}{2}$$

e

$$\beta = \frac{1}{4} \left(\gamma + \frac{1}{2} \right)^2$$

Verifica-se ainda que o método só exibe precisão de 2ª ordem para $\gamma = 1/2$, o que corresponde a tomar $\beta = 1/4$ (conhecido como método da aceleração média constante (Figura 3.12)).

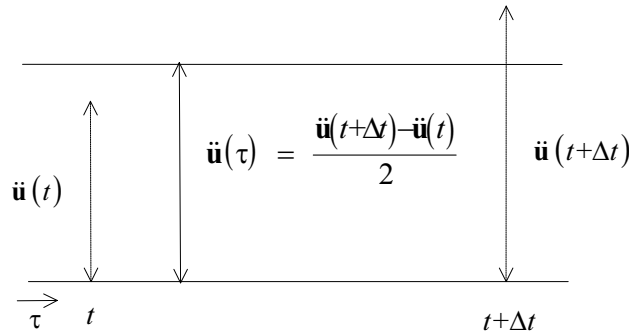


Figura 3.12 – Lei de variação das acelerações no método de Newmark considerando $\gamma = 1/2$, e $\beta = 1/4$

Resolvendo a equação (3.10) em ordem a $\ddot{\mathbf{u}}(t+\Delta t)$ e substituindo em (3.9) obtém-se os vectores $\ddot{\mathbf{u}}(t+\Delta t)$ e $\dot{\mathbf{u}}(t+\Delta t)$ em função de $\mathbf{u}(t+\Delta t)$ e de valores no instante anterior

$$\ddot{\mathbf{u}}(t+\Delta t) = \frac{1}{\beta \Delta t^2} \mathbf{u}(t+\Delta t) - \frac{1}{\beta \Delta t^2} \mathbf{u}(t) - \frac{1}{\beta \Delta t} \dot{\mathbf{u}}(t) - \left(\frac{1}{2\beta} - 1 \right) \ddot{\mathbf{u}}(t) \quad (3.11)$$

$$\dot{\mathbf{u}}(t+\Delta t) = \frac{\gamma}{\beta \Delta t} \mathbf{u}(t+\Delta t) - \frac{\gamma}{\beta \Delta t} \mathbf{u}(t) + \left(1 - \frac{\gamma}{\beta} \right) \dot{\mathbf{u}}(t) + \Delta t \left(1 - \frac{\gamma}{2\beta} \right) \ddot{\mathbf{u}}(t) \quad (3.12)$$

O estabelecimento do equilíbrio dinâmico no instante $(t+\Delta t)$ conduz à equação

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{u}}(t+\Delta t) + \mathbf{C}\dot{\mathbf{u}}(t+\Delta t) + \mathbf{K}\mathbf{u}(t+\Delta t) = \mathbf{f}(t+\Delta t) \quad (3.13)$$

Substituindo $\ddot{\mathbf{u}}(t+\Delta t)$ e $\dot{\mathbf{u}}(t+\Delta t)$ na expressão anterior obtemos

$$\frac{1}{\beta\Delta t^2}\mathbf{M}\mathbf{u}(t+\Delta t) + \frac{\gamma}{\beta\Delta t}\mathbf{C}\mathbf{u}(t+\Delta t) + \mathbf{K}\mathbf{u}(t+\Delta t) = \bar{\mathbf{f}}(t+\Delta t) \quad (3.14)$$

com

$$\begin{aligned} \bar{\mathbf{f}}(t+\Delta t) = \mathbf{f}(t) + \mathbf{M} & \left(\frac{1}{\beta\Delta t^2}\mathbf{u}(t) + \frac{1}{\beta\Delta t}\dot{\mathbf{u}}(t) + \left(\frac{1}{2\beta} - 1 \right) \ddot{\mathbf{u}}(t) \right) \\ & + \mathbf{C} \left(\frac{\gamma}{\beta\Delta t}\mathbf{u}(t) + \left(\frac{\gamma}{\beta} - 1 \right) \dot{\mathbf{u}}(t) + \left(\frac{\gamma}{2\beta} - 1 \right) \ddot{\mathbf{u}}(t) \right) \end{aligned} \quad (3.15)$$

Determinado $\mathbf{u}(t+\Delta t)$, é possível obter $\ddot{\mathbf{u}}(t+\Delta t)$ e $\dot{\mathbf{u}}(t+\Delta t)$ a partir das expressões (3.11) e (3.12).

Este método não necessita de qualquer procedimento especial para o iniciar, já que a determinação dos deslocamentos, velocidades e acelerações no instante $(t + \Delta t)$, apenas depende do conhecimento dessas mesmas grandezas no instante anterior.

Em termos de amortecimento, quando se recorre ao método de Newmark é habitual utilizar a matriz de amortecimento de Rayleigh, expressa como uma combinação linear das matrizes de massa e rigidez:

$$\mathbf{C} = c_1\mathbf{M} + c_2\mathbf{K} \quad (3.16)$$

em que c_1 e c_2 são as constantes de amortecimento de Rayleigh. Estas constantes podem ser determinadas atendendo ao seguinte sistema de equações

$$\begin{bmatrix} \xi_m \\ \xi_n \end{bmatrix} = \frac{1}{2} \begin{bmatrix} \frac{1}{\omega_m} & \omega_m \\ \frac{1}{\omega_n} & \omega_n \end{bmatrix} \begin{bmatrix} c_1 \\ c_2 \end{bmatrix} \quad (3.17)$$

na qual ω_m e ω_n são as frequências angulares correspondentes aos m -ésimo e n -ésimo modos de vibração da estrutura, e ξ_m e ξ_n os coeficientes de amortecimento correspondentes, obtendo-se:

$$\begin{bmatrix} c_1 \\ c_2 \end{bmatrix} = 2 \frac{\omega_m\omega_n}{\omega_n^2 - \omega_m^2} \begin{bmatrix} \omega_n & -\omega_m \\ -\frac{1}{\omega_n} & -\frac{1}{\omega_m} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \xi_m \\ \xi_n \end{bmatrix} \quad (3.18)$$

Apresenta-se na Figura 3.13 a curva que traduz a relação entre o coeficiente de amortecimento e a frequência. Na mesma figura estão ainda representadas as relações para os casos em que se admite que a matriz de amortecimento é proporcional à matriz de massa

$$\xi = \frac{c_1}{2\omega}$$

ou proporcional à matriz de rigidez

$$\xi = \frac{c_2\omega}{2}.$$

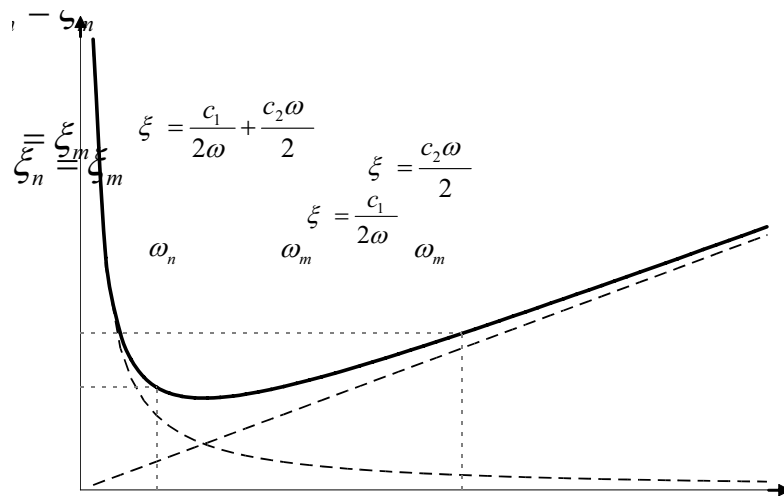


Figura 3.13 - Relação entre o coeficiente de amortecimento e a frequência para o amortecimento de Rayleigh

3.4.3.2 Método da sobreposição modal

Outro método para a resolução do sistema de equações diferenciais de equilíbrio dinâmico é o método da sobreposição modal.

De acordo com este método a deformada de uma estrutura caracterizada no espaço real passa a ser definida no espaço modal por intermédio da seguinte relação (Clough, 1993):

$$\mathbf{u}(t) = \sum_{i=1}^N \phi_i y_i(t) \quad (3.19)$$

sendo ϕ_i o i -ésimo modo de vibração da estrutura, com frequência de vibração ω_i , e $y_i(t)$ a coordenada modal respectiva.

Atendendo a que:

$$\dot{\mathbf{u}}(t) = \sum_{i=1}^N \phi_i \dot{y}_i(t) \quad (3.20)$$

e

$$\ddot{\mathbf{u}}(t) = \sum_{i=1}^N \phi_i \ddot{y}_i(t) \quad (3.21)$$

e substituindo na equação de equilíbrio dinâmico, obtém-se:

$$\mathbf{M} \left(\sum_{i=1}^N \phi_i \ddot{y}_i(t) \right) + \mathbf{C} \left(\sum_{i=1}^N \phi_i \dot{y}_i(t) \right) + \mathbf{K} \left(\sum_{i=1}^N \phi_i y_i(t) \right) = \mathbf{f}(t) \quad (3.22)$$

Pré-multiplicando a expressão (3.22) por ϕ_n^T e atendendo às condições de ortogonalidade dos modos de vibração, é possível obter a seguinte expressão:

$$M_n \ddot{y}_n(t) + C_n \dot{y}_n(t) + K_n y_n(t) = F_n(t) \quad (3.23)$$

em que

$$M_n = \phi_n^T \mathbf{M} \phi_n \quad (3.24)$$

$$C_n = \phi_n^T \mathbf{C} \phi_n \quad (3.25)$$

$$K_n = \phi_n^T \mathbf{K} \phi_n \quad (3.26)$$

$$F_n(t) = \phi_n^T \mathbf{f}(t) \quad (3.27)$$

são respectivamente a massa, amortecimento, rigidez e força modais para o modo de vibração de ordem n .

Na equação (3.23) a única incógnita é a coordenada modal y_n , cujo valor pode ser obtido com base nas técnicas de resolução de equações de um grau de liberdade.

É assim possível obter N equações desligadas deste tipo ($n = 1, N$) cuja resolução conduz aos valores das coordenadas modais y_1 a y_N .

A deformada do sistema real é finalmente obtida por intermédio da relação (3.19).

A equação (3.23) pressupõe que a matriz de amortecimento também é ortogonal em relação aos modos de vibração, o que só é verdade em determinadas condições, como por exemplo, se se considerar a matriz de amortecimento de Rayleigh. Neste caso, o

amortecimento para cada modo, com frequência $\omega_n = \sqrt{K_n/M_n}$, é dado pela relação (3.16).

É ainda possível especificar um coeficiente de amortecimento separadamente para cada modo de vibração. A expressão da matriz \mathbf{C} , que assegura a existência de um coeficiente de amortecimento ξ_n para o modo de vibração ϕ_n é a seguinte

$$\mathbf{C} = \mathbf{M} \left(\sum_{n=1}^N \frac{2\xi_n \omega_n}{M_n} \phi_n \phi_n^T \right) \mathbf{M} \quad (3.28)$$

3.5 ANÁLISE DINÂMICA COM INTERACÇÃO PONTE-COMBOIO

Através de vários estudos desenvolvidos, a comissão de especialistas D214 do ERRI (ERRI D214/RP4, 1999) chegou à conclusão que os efeitos de interacção entre o comboio e a ponte, podem originar uma considerável redução da resposta da estrutura, principalmente se esta se encontrar em ressonância.

Nos casos em que se pretende obter as acelerações nas carruagens de modo a poder avaliar o conforto dos passageiros, ou quando o estudo recai sobre a avaliação da influência das irregularidades da via nos efeitos dinâmicos, as análises dinâmicas terão que ser efectuadas tomando em consideração a interacção entre o comboio e a ponte.

São muito poucos os programas de cálculo que permitem efectuar as análises com interacção entre o comboio e a ponte. Através de uma metodologia desenvolvida na Faculdade de Engenharia (Cruz, 1994; Calçada, 1995) e implementada no programa Femix é possível efectuar este tipo de análises.

Esta metodologia consiste na consideração de duas estruturas independentes (comboio e ponte), calculadas simultaneamente ao longo do tempo, estabelecendo-se as equações de equilíbrio dinâmico para a ponte e o comboio separadamente, sob a forma:

$$\begin{bmatrix} \mathbf{M}_p & 0 \\ 0 & \mathbf{M}_c \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \ddot{\mathbf{u}}_p(t) \\ \ddot{\mathbf{u}}_c(t) \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \mathbf{C}_p & 0 \\ 0 & \mathbf{C}_c \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \dot{\mathbf{u}}_p(t) \\ \dot{\mathbf{u}}_c(t) \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \mathbf{K}_p & 0 \\ 0 & \mathbf{K}_c \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \mathbf{u}_p(t) \\ \mathbf{u}_c(t) \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \mathbf{F}_p(t) \\ \mathbf{F}_c(t) \end{bmatrix} \quad (3.29)$$

indicando os índices "p" e "c" se as matrizes e os vectores se referem à ponte ou ao comboio, respectivamente.

Em cada passo de integração no domínio do tempo, t , pode recorrer-se a um processo iterativo, visando a compatibilização dos dois sistemas estruturais, caracterizado pelos seguintes passos em cada iteração i :

- i) As cargas rolantes correspondentes aos eixos do comboio são aplicadas na ponte. Cada carga rolante $\mathbf{F}_p(t)$ é obtida através da expressão:

$$\mathbf{F}_p(t) = \mathbf{F}_{sta} + \mathbf{F}_{dyn}^{i-1}(t) \quad (3.30)$$

em que \mathbf{F}_{sta} é a componente estática da força de interacção constante ao longo do tempo e que corresponde ao peso do comboio por eixo, e $\mathbf{F}_{dyn}^{i-1}(t)$ é a componente dinâmica da força de interacção relativa à iteração anterior (igual a $\mathbf{F}_{dyn}(t-\Delta t)$ para a primeira iteração).

Da resolução do sistema de equações relativo à ponte obtêm-se os deslocamentos nodais, e a partir destes os deslocamentos, velocidades e acelerações, sob as cargas rolantes $(\mathbf{u}_p^i(t))$.

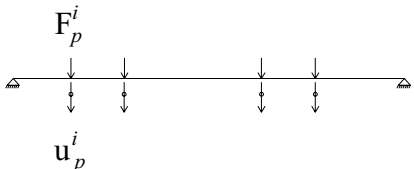
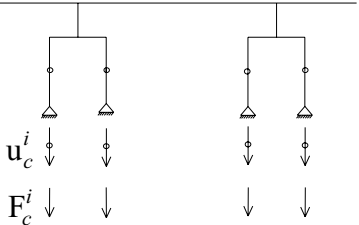
- ii) Ao mesmo tempo, o comboio é submetido à acção de assentamentos de apoio $(\mathbf{u}_c^i(t))$ correspondentes aos deslocamentos $(\mathbf{u}_p^{i-1}(t))$ calculados na iteração anterior. Da resolução do sistema de equações relativos ao comboio resultam, para cada eixo, reacções de apoio $\mathbf{F}_c^i(t)$ que constituem o conjunto das forças de interacção $\mathbf{F}_{dyn}^i(t)$ a aplicar à ponte na iteração seguinte.
- iii) No final de cada iteração utiliza-se um critério de convergência que tem em conta as componentes dinâmicas das forças de interacção da iteração corrente e da anterior, e que tem por base o cálculo do seguinte quociente:

$$\frac{\mathbf{F}_{dyn}^i(t) - \mathbf{F}_{dyn}^{i-1}(t)}{\mathbf{F}_{dyn}^{i-1}(t)} \quad (3.31)$$

Se o quociente referido for inferior ou igual a uma dada tolerância considera-se que foram compatibilizados os dois sistemas estruturais, avançando-se para o instante $(t + \Delta t)$. Se tal não acontecer avança-se para uma nova iteração.

O processo inicia-se atendendo a que as componentes dinâmicas da força de interacção no instante inicial, $\mathbf{F}_{dyn}(t=0)$, são nulas. No Quadro 3.5 apresenta-se esquematizada a metodologia descrita.

Quadro 3.5 - Esquema da metodologia para o estudo da interacção entre o comboio e a ponte

	Ponte	Comboio
Esquema		
Ação	$\mathbf{F}_p^i(t) = \mathbf{F}_{sta} + \mathbf{F}_{dyn}^{i-1}(t)$	$\mathbf{u}_c^i(t) = \mathbf{u}_p^{i-1}(t)$
Resultado	$\mathbf{u}^i(t) = \mathbf{u}_p^i(t)$	$\mathbf{F}_{dyn}^i(t) = \mathbf{F}_c^i(t)$
CrITÉrio de Convergência	$\frac{\mathbf{F}_{dyn}^i(t) - \mathbf{F}_{dyn}^{i-1}(t)}{\mathbf{F}_{dyn}^{i-1}(t)}$	Se < tolerância $\rightarrow t + \Delta t$ Se > tolerância $\rightarrow i + 1$

3.6 IMPLEMENTAÇÃO NO PROGRAMA DE SAP2000 DE UMA METODOLOGIA DE ANÁLISE DE CARGAS MÓVEIS

A implementação no programa comercial SAP2000 da metodologia de cargas móveis para a realização de análises dinâmicas, só é possível através da utilização de ficheiros de texto com extensão s2k. O limite de 65 000 linhas existentes nas folhas de cálculo Excel impossibilita a importação de ficheiros deste tipo, já que a definição das tabelas “Time History Function Definition” ultrapassa em muito este valor.

A geração dos ficheiros s2k é efectuada através da execução de um programa desenvolvido no âmbito deste trabalho, “Time History”, onde são seleccionados os comboios e definido o intervalo de velocidades para a realização das análises dinâmicas, o método de integração a utilizar e o respectivo incremento de tempo, bem como o tipo de amortecimento.

Será agora apresentado em detalhe as várias tarefas que são necessárias desenvolver para a realização de uma análise dinâmica e que se podem dividir em três fases: i) Fase de pré-processamento; ii) Fase de processamento; iii) Fase de pós-processamento,

3.6.1 Fase de pré-processamento

Após a modelação da ponte no programa de elementos finitos SAP2000, a primeira tarefa desta fase consiste na definição do caminho de cargas através da selecção dos nós do modelo da ponte que o constituem, e da sua exportação para uma folha de cálculo do Excel.

A tarefa seguinte consiste na execução do programa “Time History (Figura 3.14), e na definição de toda a informação necessária para a realização das análises dinâmicas:

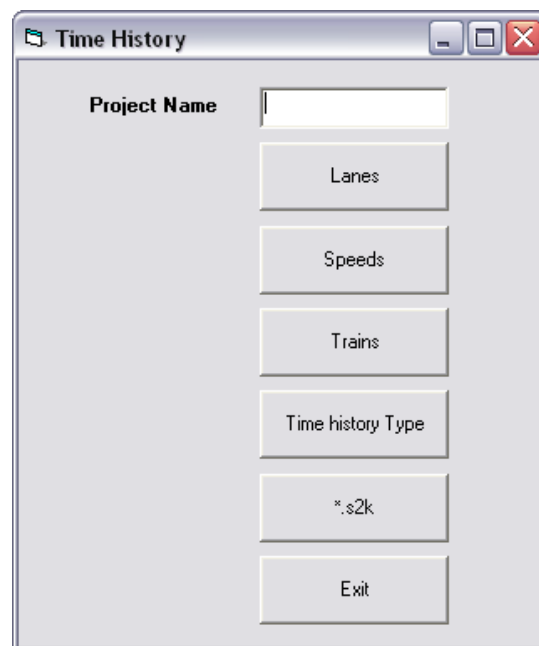


Figura 3.14 – Programa “Time History” desenvolvido para implementação da metodologia de cargas móveis no programa SAP2000

- i) Através da opção “Lanes” é importada a folha Excel com a definição do caminho de cargas, e são executadas as seguintes tarefas: cálculo do número de nós que compõem o caminho de cargas; ordenação desses nós de forma crescente da abcissa; cálculo das distâncias entre cada nó e os nós adjacentes.
- ii) A opção “Speeds” (Figura 3.15) é utilizada para a definição da velocidade inicial, do valor do seu incremento e do número total de velocidades a serem utilizadas. O programa SAP2000 calcula a resposta em todos os passos criados pelo incremento de tempo Δt (“Input Time Step Size”), e que dão origem à tabela “Time History Function Definition”. A resposta da estrutura também é calculada para os passos definidos pelo incremento de tempo Δt_{out} (“Output Time Step Size”). A duração do carregamento é definida em função do comprimento do

comboio, “Ltrain”, do comprimento da ponte “Lbridge” e da posição inicial do primeiro eixo do comboio “Xinitial”;

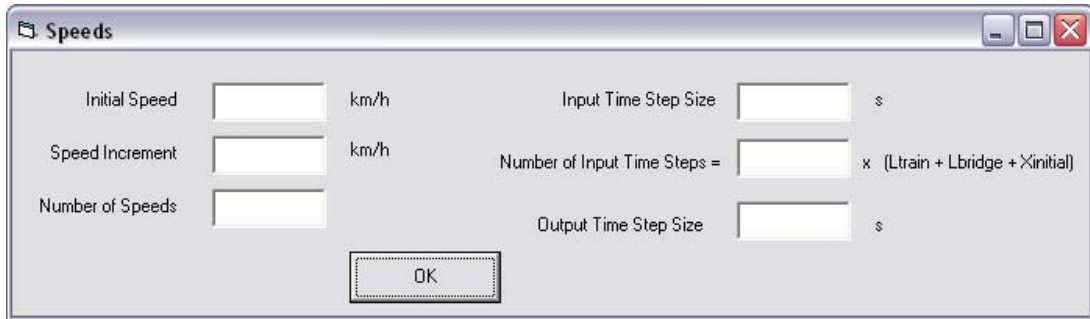


Figura 3.15 – Janela de opção “Speeds” do programa “Time History”

- iii) A escolha dos comboios a utilizar nas análises dinâmicas (comboios reais ou HSLM) é feita através da opção “Trains” (Figura 3.16). Esta opção permite ainda processar toda a informação relativa às cargas por eixo e distâncias relativas entre estes. É ainda possível definir uma excentricidade para o caminho de cargas.

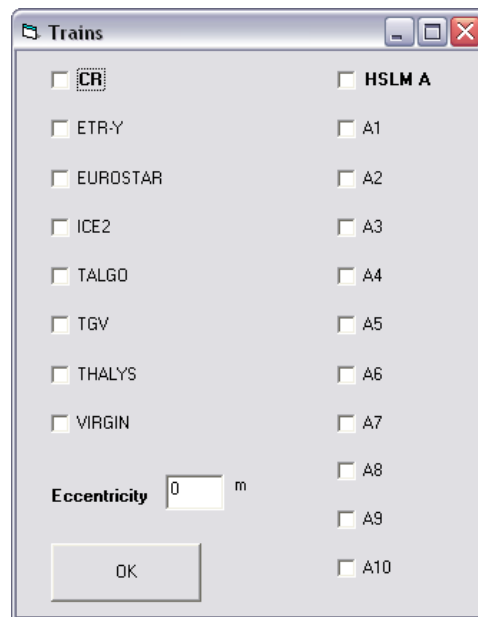


Figura 3.16 – Janela de opção “Trains” do programa “Time History”

- iv) A opção “Time History Type” permite escolher o método de resolução das equações diferenciais de equilíbrio dinâmico e respectivos parâmetros. O programa SAP2000 permite escolher entre método da sobreposição modal e o método de integração directa. Para este ultimo caso é possível adoptar qualquer um dos seguintes métodos: de Newmark, de Wilson, da colocação, de Hilber-Hughes-Taylor e de Chung and Hulbert (Figura 3.17);

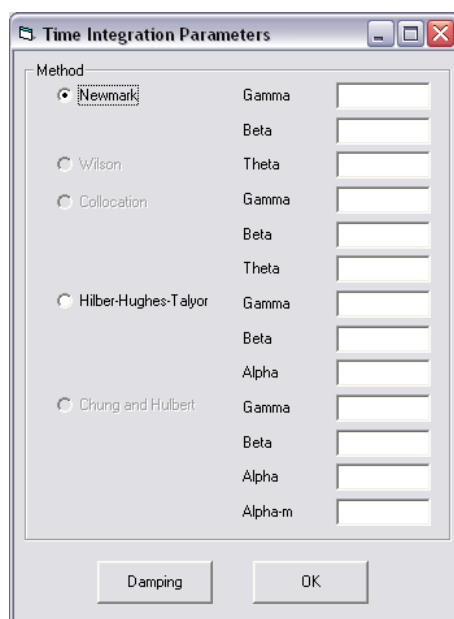


Figura 3.17 – Janela de opção “Time Integration Parameters” do programa “Time History” que permite a escolha do método de integração directa a utilizar nas análises dinâmicas

Se for escolhido o método de integração directa, o amortecimento a adoptar tem de ser o de Rayleigh. Se a opção recair sobre o método da sobreposição modal, para além do amortecimento de Rayleigh, pode ser adoptado um coeficiente de amortecimento igual para todos os modos de vibração ou ser definido um coeficiente para cada modo (Figura 3.18).

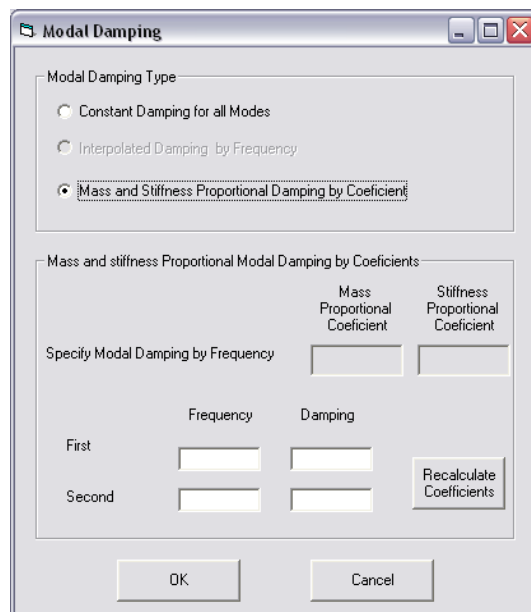


Figura 3.18 – Janela de opção “Modal Damping” do programa “Time History” que permite definir o tipo da matriz de amortecimento a utilizar nas análises dinâmicas

Ao ser escolhida a opção “*.s2k” é criado o ficheiro de texto s2k, que inclui ainda os restantes dados necessários para a realização das análises dinâmicas e que são:

- 1) Os valores para a criação das tabelas “Time History Function Definition” (Figura 3.19), nas quais é definido para um determinado nó e uma determinada velocidade, o tempo em que é activado a carga estática aplicada no referido nó, bem como a sua magnitude. Pode-se observar na Figura 3.19 b) a forma linear das funções, como foi referido em 3.4.2. O nome F10v140 representa a função história de carregamento no nó 10 para uma velocidade de 140 km/h;

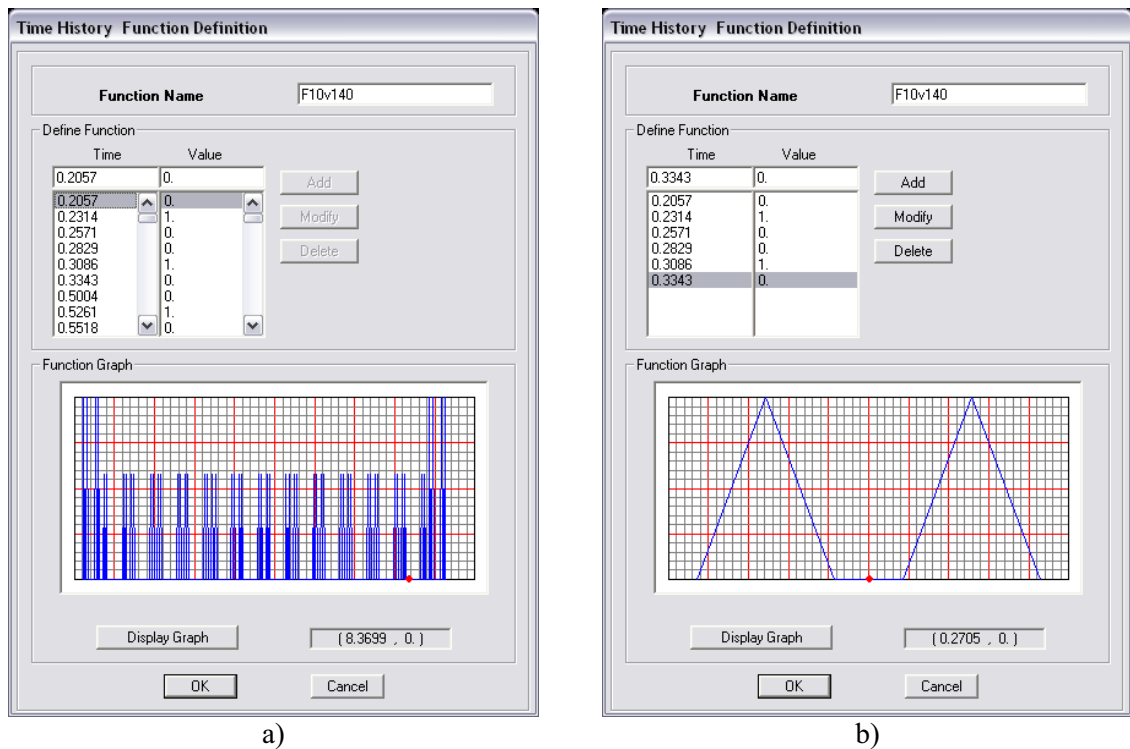


Figura 3.19 - Tabela do programa SAP2000 onde são lidas as funções história de carregamento: a) Tabela completa; b) Alguns pontos da tabela

- 2) A todos os nós do caminho de cargas é associado um caso estático que é constituído por uma força pontual vertical, com o valor da carga correspondente ao primeiro eixo do comboio (Figura 3.20);

Analysis Case Data - Linear Static

Analysis Case Name P26 **Set Def Name**

Analysis Case Type Static

Stiffness to Use

- ☒ Zero Initial Conditions - Unstressed State
- ☐ Stiffness at End of Nonlinear Case

Important Note: Loads from the Nonlinear Case are NOT included in the current case

Analysis Type

- ☒ Linear
- ☐ Nonlinear
- ☐ Nonlinear Staged Construction

Loads Applied

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load	P26	1.
Load	P26	1.

Add **Modify** **Delete** **OK** **Cancel**

Figura 3.20 -Tabela do programa SAP2000 em que é definido o caso “Static”

- 3) Os casos de análise “Time History” (Figura 3.21), em que a cada caso estático é associada a respectiva “Time History Function Definition”.

Analysis Case Data - Linear Direct Integration History

Analysis Case Name Vel140 **Set Def Name**

Analysis Case Type Time History

Stiffness to Use

- ☒ Zero Initial Conditions - Unstressed State
- ☐ Stiffness at End of Nonlinear Case

Important Note: Loads from the Nonlinear Case are NOT included in the current case

Analysis Type

- ☒ Linear
- ☐ Nonlinear

Time History Type

- ☒ Direct Integration
- ☐ Modal

Time History Motion Type

- ☒ Transient
- ☐ Static
- ☐ Periodic

Modal Analysis Case

Use Modes from Case

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Load	P1	F1v140	1.
Load	P1	F1v140	1.
Load	P2	F2v140	1.
Load	P3	F3v140	1.
Load	P4	F4v140	1.
Load	P5	F5v140	1.
Load	P6	F6v140	1.

Add **Modify** **Delete**

☐ Show Advanced Load Parameters

Time Step Data

Number of Output Time Steps 4701

Output Time Step Size 1.667E-03

Other Parameters

Damping Proportional Damping **Modify/Show...**

Time Integration Hilber-Hughes-Taylor **Modify/Show...**

OK **Cancel**

Figura 3.21 -Tabela do programa SAP2000 em que é definido o caso “Time History”

3.6.2 Fase de processamento

A fase de processamento consiste na execução do programa SAP2000 para o ficheiro SDB contendo a modelação da ponte e na importação do ficheiro s2k, criado na fase de pré-processamento e que contem todos os dados necessários para a realização das análises dinâmicas.

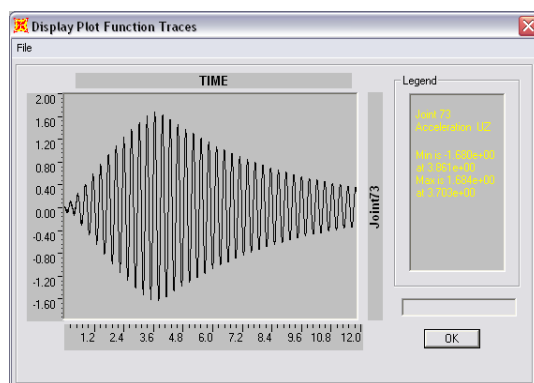
A importação dos ficheiros s2k é a operação que requer maior tempo computacional, podendo ser apresentado, como exemplo, a duração de uma hora, para um ficheiro de 45 MB, que contem os dados relativos ao comboio TGV (caminho de cargas definido por 23 nós; $\Delta t = 0,0033$ s e 28 velocidades no intervalo [150, 420] km/h).

A não utilização de incrementos de tempo Δt e Δt_{out} , iguais ou múltiplos um do outro, implica que os coeficientes das expressões (3.14) e (3.15) deixem de ser constantes. Como consequência, é necessário recalcular estes coeficientes em todos os incrementos de tempo, o que torna o cálculo aproximadamente 25 vezes mais lento, do que no caso de se utilizarem incrementos iguais ou múltiplos um do outro.

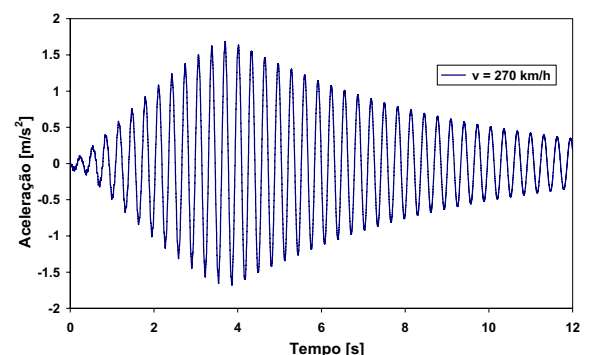
O cálculo é depois iniciado através de um comando interno do programa.

3.6.3 Fase de pós-processamento

Esta fase envolve o tratamento das respostas das análises dinâmicas tais como deslocamentos, velocidades, acelerações, esforços, etc. Para o efeito é necessário proceder à exportação dos resultados para ficheiros de texto ou de tipo Excel para posterior tratamento. Um aspecto importante prende-se com a validação dos resultados, para a qual é importante dispor de ferramentas de visualização, quer no próprio programa SAP2000 (Figura 3.22 a)) ou então disponíveis no programa Excel (Figura 3.22 b)).



a)



b)

Figura 3.22 - Registos da aceleração a meio vão: a) figura do programa SAP2000 e b) figura de uma folha Excel

3.6.4 Validação da implementação da metodologia de cargas moveis

Na Figura 3.23 apresenta-se os deslocamentos e acelerações máximas a meio vão em função da velocidade, pela passagem do comboio ICE2 obtidas no programa SAP2000 e no programa Femix, para os modelos tridimensionais de viga sem consideração da interação ponte-comboio (a ponte com 46,0 m de vão e relação L/f igual a 5714 apresenta uma rigidez à flexão de 763 389 000 kN.m² e um peso por unidade de comprimento de 392 kN/m, o que corresponde a um valor para a frequência do primeiro modo de vibração de 3,22 Hz).

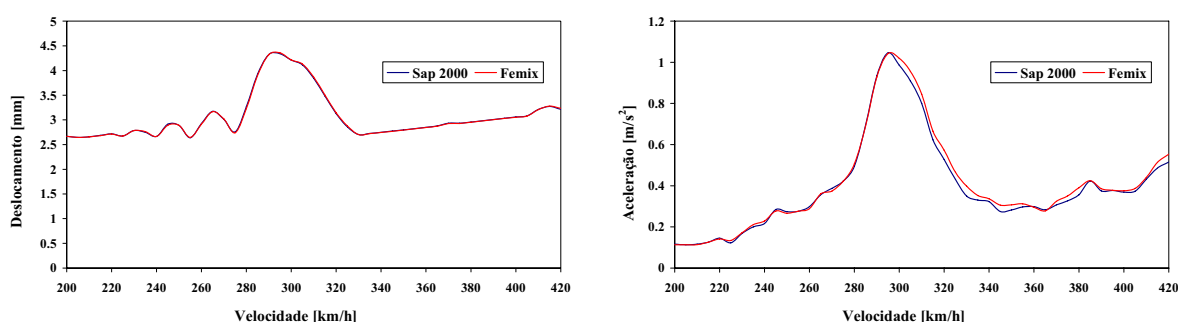


Figura 3.23 - Deslocamentos e acelerações máximos a meio vão para a passagem do comboio ICE2 em função da velocidade

Da observação das figuras anteriores é possível concluir da perfeita concordância de resultados, em termos de deslocamento ou aceleração vertical a meio vão.

Através destas comparações pretendeu-se apresentar a validação da metodologia para a análise dinâmica desenvolvida e implementada para o programa SAP2000.

CAPÍTULO 4

MODELAÇÃO NUMÉRICA DO VIADUTO FERROVIÁRIO DEL GENIL

4.1 INTRODUÇÃO

Neste capítulo é apresentada a modelação numérica do viaduto ferroviário del Genil, constituído por sete tramos simplesmente apoiados e cuja secção transversal é composta por uma viga caixão unicelular de betão armado pré-esforçado.

As análises dinâmicas devidas à passagem do tráfego ferroviário a alta velocidade em pontes, requerem um tempo computacional bastante elevado, e ao mesmo tempo geram uma elevada quantidade de resultados que terão de ser posteriormente tratados. De modo a se poder concluir sobre a utilização de modelos que representem correctamente a resposta da estrutura às acções de tráfego ferroviário, e ao mesmo tempo permitam otimizar o tempo de cálculo e o volume de informação, foram desenvolvidos três tipos de modelos: i) modelos de viga dispostos no eixo; ii) modelos de viga dispostos em grelha; iii) modelos de elementos finitos de casca.

No caso de viadutos constituídos por tramos simplesmente apoiados, como é o caso do viaduto del Genil, a resposta de um tramo às acções dinâmicas de cargas de tráfego ferroviário a alta velocidade é independente do comportamento dos restantes tramos, pelo que, apenas é necessário comparar as modelações de um tramo.

Numa primeira fase são apresentadas as características de cada um dos modelos, sendo na secção 4.6 feita a comparação dos resultados, quer a nível estático, tendo por base os casos de carga peso próprio e modelo de carga LM71, quer a nível dinâmico, em função dos

modos de vibração e respectivas frequências, obtidos em cada um dos modelos. A calibração dos modelos é ainda apresentada na referida secção.

Descreve-se, também, um estudo dinâmico preliminar, desenvolvido com o intuito de analisar a sensibilidade da resposta da estrutura em função do método de integração utilizado na resolução do sistema de equações de equilíbrio dinâmico.

4.2 DESCRIÇÃO DO VIADUTO

A nova linha ferroviária de alta velocidade Córdoba – Málaga, em Espanha, possui uma extensão total de 155 km e foi projectada para uma velocidade máxima de circulação de 350 km/h. Esta linha encontra-se em fase de construção estando prevista a sua abertura ao público no final do ano de 2007.

Com a construção desta nova linha de alta velocidade, pretende-se alcançar o repovoamento territorial da zona autónoma da Andaluzia, bem como o seu desenvolvimento socio-económico. A ligação à capital espanhola será efectuada através da ligação desta nova linha à linha ferroviária Madrid – Sevilha na cidade de Córdoba (Figura 4.1).



Figura 4.1 – Mapa das linhas espanholas de alta velocidade (Fonte: <http://es.wikipedia.org>)

Os condicionalismos impostos aos traçados das linhas ferroviárias de alta velocidade, aliados a condições topográficas acidentadas e a problemas de instabilidade dos terrenos (argilas de “bujeo” que se mostram muitos instáveis e expansivas quando expostas à água) das regiões atravessadas por esta linha, originaram o aparecimento de um número muito elevado de obras de arte, muitas delas de elevada extensão.

Houve assim necessidade de construir 68 viadutos, com uma extensão total de 11,967 km, e 9 túneis, com um comprimento total de 25,794 km. Os movimentos de terra de escavação e de aterro foram de 27 milhões e 15 milhões de m^3 , respectivamente.

O viaduto del Genil situa-se no tramo III da linha de alta velocidade Córdoba – Málaga e permite a travessia ferroviária do rio Genil. É constituído por sete tramos simplesmente apoiados com 46 m de vão, o que perfaz um comprimento total de 322 m (Figura 4.2).

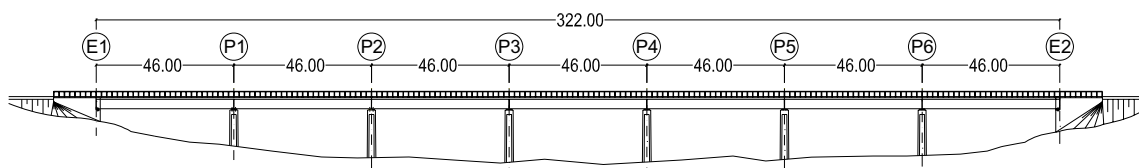


Figura 4.2 - Perfil longitudinal do viaduto del Genil

Cada tramo do tabuleiro é formado por uma viga caixão unicelular de betão armado pré-esforçado que serve de suporte a ambas as vias (Figura 4.3). A largura do tabuleiro é igual a 14 m e a sua altura igual a 3,8 m. Os eixos das vias distam de 4,70 m entre eles e 2,35 m do eixo da viga caixão.

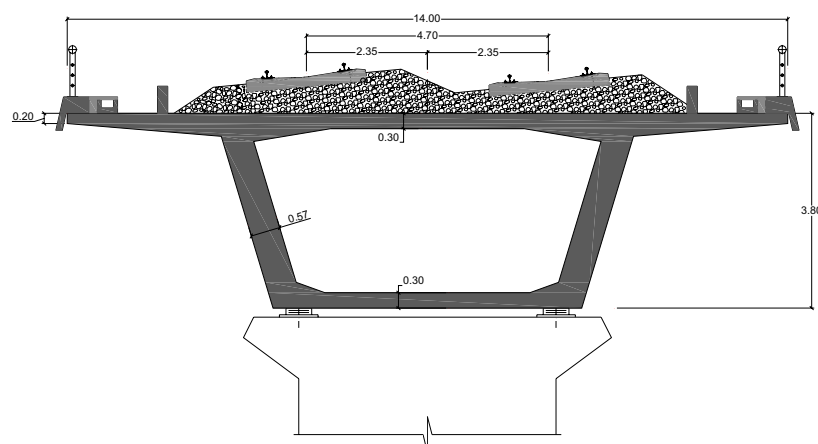


Figura 4.3 - Corte transversal do tabuleiro do viaduto del Genil

4.3 MODELO DE ELEMENTOS DE VIGA DISPOSTOS NO EIXO

4.3.1 Discretização da estrutura

O modelo mais simples consiste na discretização da estrutura através de elementos de viga 3D dispostos no eixo da viga caixão (Figura 4.4).



Figura 4.4 - Malha de elementos finitos utilizada na discretização de um tramo do tabuleiro

O número de elementos utilizado na discretização foi definido com o objectivo de permitir traduzir com suficiente precisão as respostas estáticas e dinâmicas da estrutura e, ao mesmo tempo, não aumentar demasiado as dimensões do problema e portanto o tempo computacional de análise. Foram utilizados 46 elementos de viga o que corresponde a 47 nós.

Em termos de condições de apoio a viga é simplesmente apoiada no plano vertical e têm as rotações em torno do seu eixo longitudinal impedidas nas extremidades.

Neste modelo as cargas correspondentes ao eixo do comboio são excêntricas em relação ao eixo da viga, pelo que é necessário considerar aplicada na viga, não só as cargas verticais correspondentes aos eixos do comboio, mas também os momentos por elas produzidos.

4.3.2 Características geométricas e mecânicas

As características da secção transversal da viga caixão correspondem à sua secção bruta. É desprezada a presença das armaduras e não são contabilizados os vazios correspondentes às condutas para alojamento de armaduras de pré-esforço.

O módulo de elasticidade (E) adoptado corresponde ao módulo de elasticidade tangente na origem, para cargas instantâneas ou rapidamente variáveis, para um betão da classe C40/50, conforme indicado no CEB-FIP Model Code 1990 (1998). O módulo de distorção (G) foi calculado admitindo-se um coeficiente de Poisson igual a 0,2.

A área (A) e os momentos de inércia (I_y e I_z) em relação aos eixos principais centrais de inércia (y e z) correspondem à secção transversal representada na Figura 4.5.

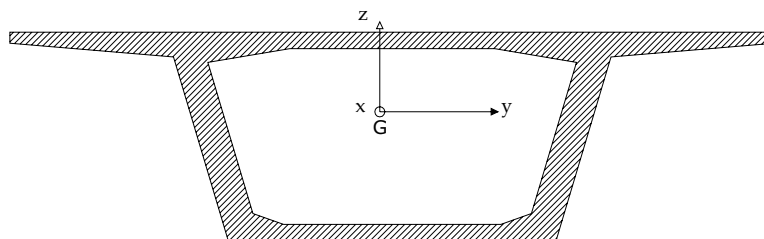


Figura 4.5 – Secção transversal da viga caixão

Para a obtenção do módulo de torção (J), apenas foi considerada a contribuição do núcleo da viga caixão. O seu valor é calculado através da expressão

$$J = \frac{4 \bar{A}^2}{\oint_e \frac{ds}{e}} \quad (4.1)$$

na qual \bar{A} representa a área da superfície delimitada pela linha média da parede (Figura 4.6 a)) e o integral circular $\oint_e \frac{ds}{e}$ calculado considerando os troços indicados na Figura 4.6 b).

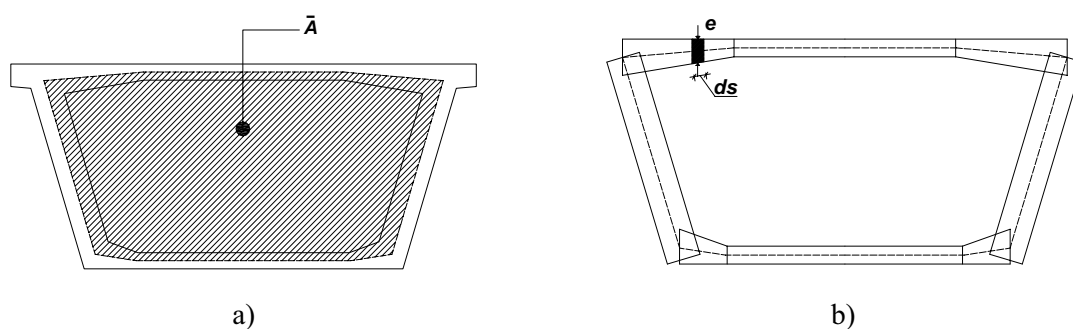


Figura 4.6 – Representação: a) da área da superfície definida pela linha média da parede e b) dos troços de parede considerados no cálculo do módulo de torção da secção do tabuleiro

A massa do tabuleiro por metro linear (\bar{m}) corresponde não só à massa da secção de betão ($m = \rho A$, em que A é a área da secção transversal e ρ é a massa volúmica do betão armado, tomada igual a $2,5 \text{ t/m}^3$) mas também às massas adicionais (m_i) dos seguintes elementos:

- | | |
|----------------------|-----------|
| i) Balastro | 9,09 t/m; |
| ii) Travessas e via | 1,28 t/m; |
| iii) Guarda balastro | 0,50 t/m; |

iv) Guarda de segurança	0,20 t/m;
v) Catenária	1,30 t/m;
vi) Passeios e condutas de cabos	1,32 t/m,

num total de 13,70 t/m.

O momento polar de inércia da secção é dado pela expressão (4.2):

$$I_0 = I_y + I_z \quad (4.2)$$

O momento de inércia polar de massa da secção de betão foi calculado por intermédio da expressão (4.3):

$$I_m = \int_S \rho r^2 dS \quad (4.3)$$

que, em caso de a massa volúmica ser uniformemente distribuída na secção, transforma-se em (4.4):

$$I_m = \rho \int_S r^2 dS = \frac{m}{A} I_0 \quad (4.4)$$

De forma a incluir os momentos de inércia das massas adicionais, foram realizadas duas análises modais, tendo o tabuleiro sido discretizado com elementos de casca. A primeira análise foi efectuada com um modelo M_1 no qual a massa do tabuleiro foi uniformemente distribuída pela secção. No modelo M_2 as massas adicionais foram colocadas nas posições dos elementos que lhes deram origem. Através da expressão (4.5), e com base nos valores dos dois primeiros modos de vibração de torção dos referidos modelos, foi calculado o coeficiente α , cujo valor está indicado no Quadro 4.1

$$\alpha = \frac{I_{m,M_2}}{I_{m,M_1}} \quad (4.5)$$

Quando apenas são utilizados modelos de viga, os momentos de inércia das massas adicionais (m_i) podem ser incluídos no momento de inércia polar de massa através da seguinte expressão

$$I_m = \frac{m}{A} I_0 + \sum m_i r_i^2 \quad (4.6)$$

Quadro 4.1 - Características geométricas e mecânicas da secção transversal do tabuleiro

Secção	E (GPa)	G (GPa)	A (m ²)	I_y (m ⁴)	I_z (m ⁴)	J (m ⁴)	\bar{m} (t/m)	I_0 (m ⁴)	α	I_m (t.m ² /m)
Caixão	36,3	15,1	10,50	21,03	120,06	42,00	39,95	141,09	1,01	536,81

4.3.3 Frequências naturais e modos de vibração

No Quadro 4.2 apresentam-se as frequências naturais calculadas no intervalo 0 – 30 Hz, bem como o significado físico dos modos de vibração correspondentes.

Quadro 4.2 - Frequências naturais e significado físico dos modos de vibração

Frequência (Hz)		Tipo de modo de vibração
Analítica	Númerica	
3,24	3,24	1º Flexão vertical (FV)
11,82	11,82	1º Torção (T)
12,98	12,98	2º Flexão vertical (FV)
16,79	16,78	1º Longitudinal (LT)
23,65	23,63	2º Torção (T)
29,20	29,21	3º Flexão vertical (FV)

No caso de uma viga simplesmente apoiada, as frequências correspondentes aos modos de flexão, $f_{b,i}$, e axial, $f_{a,i}$, de ordem i , podem ser calculados por intermédio das expressões:

$$f_{b,i} = \frac{\pi}{2} i^2 \sqrt{\frac{EI}{\bar{m}L^4}} \quad (4.7)$$

$$f_{a,i} = \frac{(2i-1)}{4} \sqrt{\frac{EA}{\bar{m}L^2}} \quad (4.8)$$

A frequência correspondente ao i -ésimo modo de torção, $f_{t,i}$, para uma viga encastrada em ambas as extremidades é, por sua vez, dada pela expressão

$$f_{t,i} = \frac{i}{2L} \sqrt{\frac{GJ}{I_m}} \quad (4.9)$$

Estas expressões obtidas de forma analítica permitem validar os valores das frequências obtidas por via numérica, como se pode verificar por observação do Quadro 4.2.

4.4 MODELO DE ELEMENTOS DE VIGA DISPOSTOS EM GRELHA

4.4.1 Discretização da estrutura

Uma alternativa ao modelo apresentado na secção anterior consiste na utilização de elementos de viga dispostos em grelha (Figura 4.7).

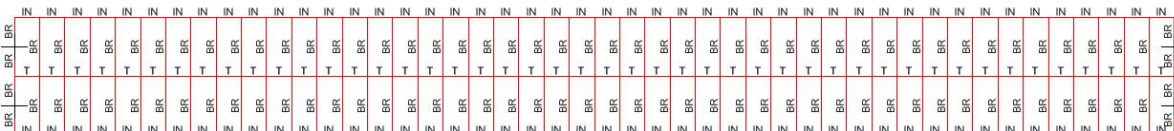


Figura 4.7 - Malha de elementos finitos utilizada na discretização de um tramo do tabuleiro

O modelo é formado por três alinhamentos de elementos longitudinais, dispostos no centro e sob o eixo de cada uma das vias, ligados transversalmente por elementos de viga infinitamente rígidos.

No Quadro 4.3 encontram-se indicadas as características geométricas das secções transversais dos elementos de viga longitudinais.

Quadro 4.3 - Características geométricas da secção transversal do tabuleiro

Alinhamento	A (m ²)	I_y (m ⁴)	I_z (m ⁴)	J (m ⁴)
Central	0,00	0,00	0,00	42,00
Lateral	5,25	10,51	60,03	0,00

A área (A) e as inércias (I_y e I_z) dos elementos laterais têm valores iguais a metade dos valores correspondentes ao modelo de elementos de viga dispostos no eixo e que estão indicados no Quadro 4.1. O módulo de torção da secção transversal destes elementos é nulo.

No que se refere aos elementos de viga centrais possuem módulo de torção (J) igual ao do modelo uniaxial e as restantes características de valor nulo.

Os nós pertencentes aos elementos de viga laterais formam o percurso das cargas móveis referentes aos eixos dos comboios.

4.4.2 Frequências naturais e modos de vibração

No Quadro 4.4 apresentam-se as frequências naturais calculadas referentes ao modelo de grelha, bem como o significado físico dos modos de vibração correspondentes.

Quadro 4.4 - Frequências naturais e significado físico dos modos de vibração

Frequência (Hz)	Tipo de modo de vibração
3,24	1º Flexão vertical (FV)
11,84	1º Torção (T)
12,96	2º Flexão vertical (FV)
16,41	1º Longitudinal (LT)
24,74	2º Torção (T)
29,12	3º Flexão vertical (FV)

Na Figura 4.8 apresentam-se as configurações e frequências associadas aos seis primeiros modos de vibração do tabuleiro.

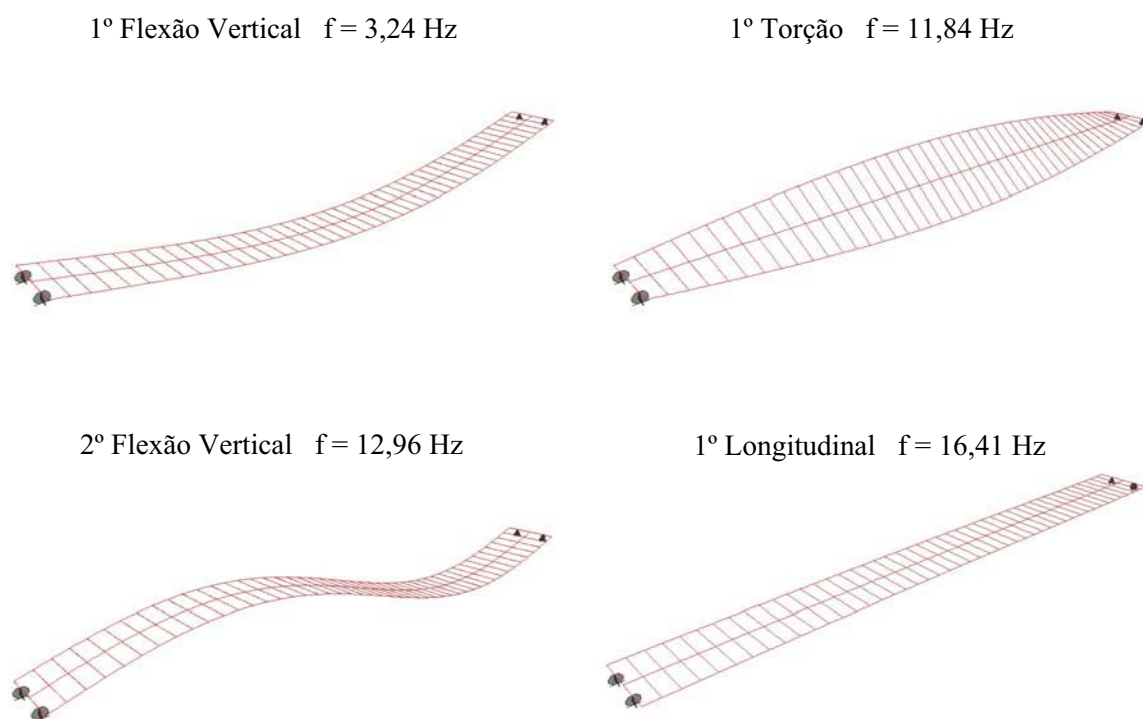


Figura 4.8 - Modos de vibração do tabuleiro

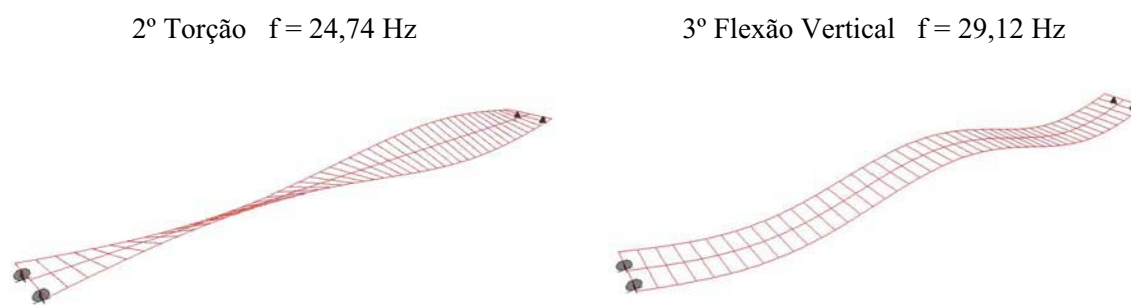


Figura 4.8 (continuação) Modos de vibração do tabuleiro

4.5 MODELO DE ELEMENTOS FINITOS DE CASCA

4.5.1 Discretização da estrutura

O tráfego ferroviário a alta velocidade pode originar vibrações excessivas da estrutura, nomeadamente da laje superior de tabuleiros em viga caixão, que poderão conduzir à instabilidade da camada de balastro e deste modo colocar em causa a segurança da circulação. A avaliação correcta das vibrações da laje pode ser efectuada com o recurso a modelos de elementos finitos de casca.

Neste trabalho foram desenvolvidos modelos com este tipo de elementos, tendo, numa primeira fase, sido utilizados para a calibração dos modelos de viga uniaxial e dos modelos de grelha e, numa segunda fase, para a avaliação dos efeitos dinâmicos locais na laje superior do tabuleiro do viaduto del Genil.

Na Figura 4.9 está representado o modelo de elementos finitos de casca, formado por 1518 elementos de quatro nós, que serviu para discretizar um tramo do tabuleiro. Foram estudados dois modelos de elementos finitos de casca de acordo com as formulações de Mindlin e de Kirchhoff. Os septos junto aos apoios foram modelados considerando-os de rigidez infinita no seu plano, ou seja, indeformáveis quando sujeitos a esforços de membrana, através da utilização de ligações do tipo “diaphragm constraint”.

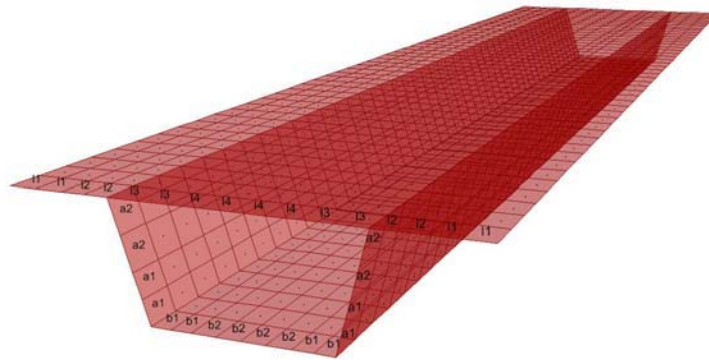


Figura 4.9 - Malha de elementos finitos utilizada na discretização de um tramo do tabuleiro

No Quadro 4.5 encontram-se indicadas as espessuras dos diferentes elementos dos modelos de casca, definidas de modo a ser traduzido correctamente a variação das dimensões das paredes da viga caixão. A utilização de diferentes espessuras levou a que no final da modelação tivesse que ser efectuado um ajuste da massa volúmica, com o propósito de se obterem as reacções de apoio correspondentes ao peso próprio real do tabuleiro.

Quadro 4.5 - Espessuras dos elementos de casca utilizados na modelação do tabuleiro

	a_1	a_2	b_1	b_2	l_1	l_2	l_3	l_4
Espessura (m)	0.6098	0.5747	0.3416	0.3125	0.2625	0.3875	0.4833	0.3209

4.5.2 Frequências naturais e modos de vibração

No Quadro 4.6 apresentam-se as frequências naturais calculadas referentes aos modelos de casca, bem como o significado físico dos modos correspondentes. Os valores apresentados dentro de parêntesis dizem respeito à formulação de Mindlin. Foram encontrados 32 modos com frequências inferiores a 30 Hz quando se utilizou a formulação de Kirchhoff, e 33 modos quando a formulação utilizada foi a de Mindlin.

Da observação do Quadro 4.6 pode-se concluir que as diferenças nos valores das frequências para os dois modelos de casca, são inferiores a 1,5 %, sendo este valor atingido para frequências correspondentes a modos locais de vibração do tabuleiro.

Quadro 4.6 - Frequências naturais e significado físico dos modos de vibração

Frequência (Hz)	Tipo de modo de vibração	Frequência (Hz)	Tipo de modo de vibração
3,15 (3,15)	1º Flexão vertical (FV)	22,97 (22,79)	12º Local (L)
9,33 (9,33)	2º Flexão vertical (FV)	23,19 (23,14)	13º Local (L)
10,02 (9,98)	1º Torção (T)	23,42 (23,34)	14º Local (L)
12,30 (12,29)	3º Flexão vertical (FV)	24,06 (23,77)	5º Flexão vertical (FV)
14,59 (14,51)	2º Torção (T)	24,22 (23,99)	15º Local (L)
15,77 (15,69)	1º Local (L)	24,95 (24,70)	16º Local (L)
16,66 (16,51)	2º Local (L)	25,81(25,64)	17º Local (L)
17,23 (17,08)	3º Local (L)	26,49 (26,21)	18º Local (L)
17,95 (17,82)	4º Local (L)	26,75 (26,37)	19º Local (L)
18,43 (18,34)	5º Local (L)	26,78 (26,44)	20º Local (L)
18,86 (18,73)	6º Local (L)	27,13 (26,83)	21º Local (L)
19,21 (19,07)	7º Local (L)	27,75 (27,39)	22º Local (L)
19,62 (19,48)	4º Flexão vertical (FV)	29,09 (28,76)	23º Local (L)
20,17 (20,02)	8º Local (L)	29,27 (28,79)	24º Local (L)
20,65 (20,49)	9º Local (L)	29,65 (29,30)	25º Local (L)
21,30 (21,15)	10º Local (L)	(29,60)	26º Local (L)
22,29 (22,10)	11º Local (L)		

Na Figura 4.10 podem observar-se as configurações obtidas para os primeiros oito modos de vibração do tabuleiro, referentes ao modelo de casca com a formulação de Kirchhoff, bem como os valores das frequências naturais correspondentes.

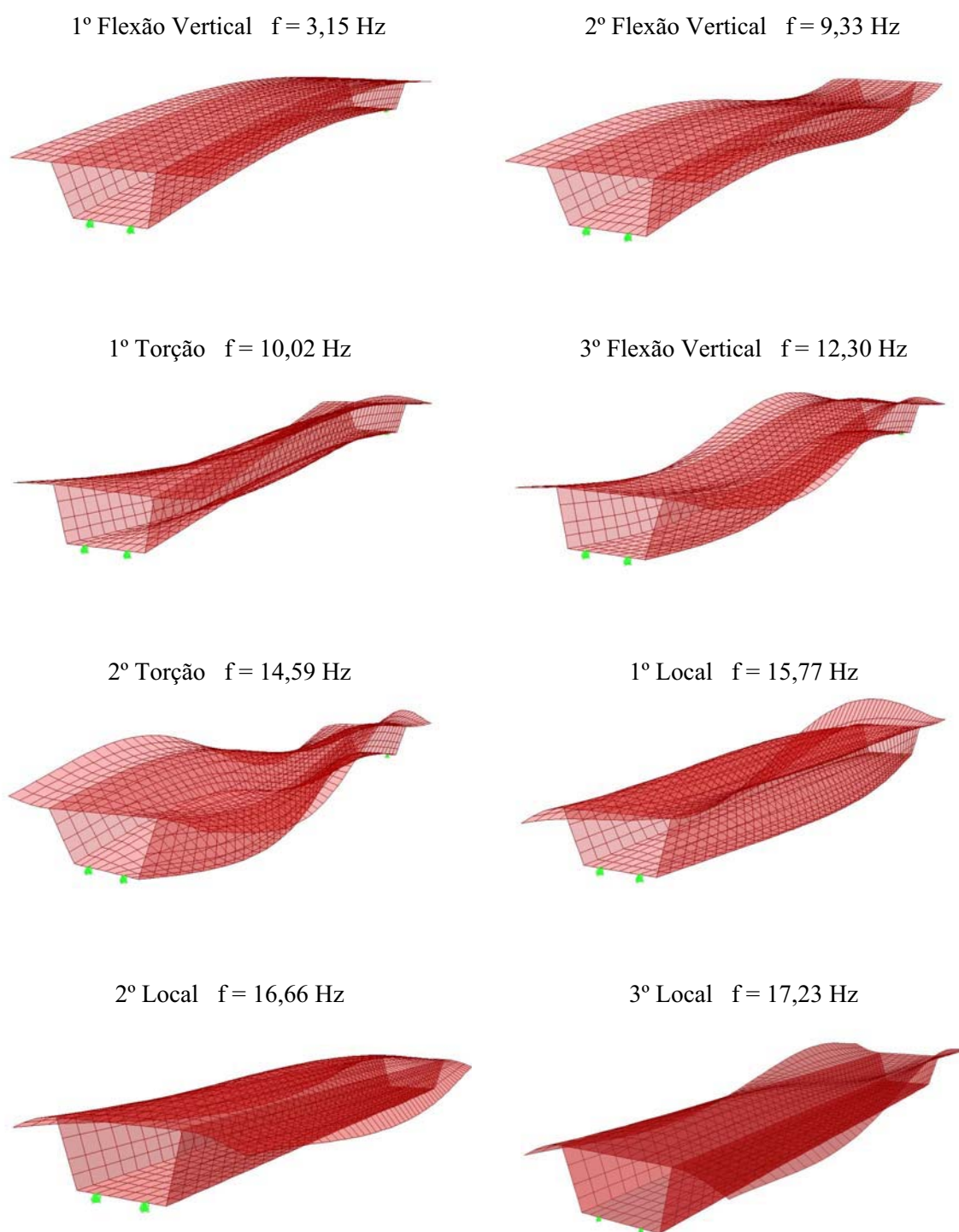


Figura 4.10 - Modos de vibração do tabuleiro

4.6 COMPARAÇÃO E CALIBRAÇÃO DOS MODELOS

4.6.1 Introdução

Nesta secção é efectuada uma comparação dos diferentes modelos e a actualização dos modelos de viga e grelha com base no modelo de casca.

A actualização é efectuada numa primeira fase com base nos resultados de análises estáticas para os carregamentos do peso próprio (centrado) e do carregamento com o modelo LM71 sobre uma das almas do caixão (excêntrico), e numa segunda fase com base nos resultados de uma análise modal, ou seja, frequências naturais e modos de vibração das estruturas.

4.6.2 Comparação dos resultados para carregamentos estáticos

No Quadro 4.7 encontram-se indicados os valores da reacção vertical no apoio R_1 (no caso dos modelos de grelha e de casca corresponde à soma das reacções dos dois apoios na mesma extremidade), do momento no apoio R_4 (no caso dos modelos de grelha e casca corresponde ao binário formado pelas reacções nos dois apoios), do deslocamento vertical a meio vão U_z e rotação longitudinal (Θ_z) a meio vão para os diferentes modelos.

No mesmo quadro encontram-se ainda indicados os erros relativos tomando como referência os resultados obtidos para o modelo de casca (formulação de Kirchhoff).

Quadro 4.7 - Resultados em termos de reacções nos apoios, deslocamento e rotação a meio vão, para o peso próprio do tabuleiro e modelo de carga LM71

Modelo	Peso próprio				LM71			
	R_1 (kN)	R_4 (kN.m)	U_z ($\times 10^{-2}$)	Θ_z ($\times 10^{-4}$ rad)	R_1 (kN)	R_4 (kN.m)	U_z ($\times 10^{-2}$)	Θ_z ($\times 10^{-4}$ rad)
Casca (Kirchhoff)	9014	0	2,997	0	2106	7991	0,747	2,49
Casca (Mindlin)	9014 (0,0%)	0	2,996 (0,0%)	0	2106 (0,0%)	7991 (0,0%)	0,747 (0,0%)	2,49 (0,0%)
Viga 3D	9014 (0,0%)	0	2,993 (-0,1%)	0	2106 (0,0%)	7991 (0,0%)	0,748 (0,0%)	1,59 (-36,1%)
Grelha	9014 (0,0%)	0	2,995 (0,0%)	0	2106 (0,0%)	7991 (0,0%)	0,748 (0,0%)	1,57 (-36,9%)

A observação do quadro permite constatar a existência de uma excelente concordância entre os resultados referentes aos diferentes modelos, à excepção da rotação longitudinal a meio vão para o modelo LM71.

A não existência de septos ao longo da viga caixão faz com que o carregamento devido à passagem do comboio só consiga mobilizar a rigidez à torção de praticamente uma das almas da viga caixão. Este fenómeno só pode ser correctamente observado num modelo com elementos finitos de casca. Na Figura 4.11 é possível observar que um carregamento sob uma das almas da viga caixão apenas mobiliza a rigidez à torção dessa mesma alma, mas que no caso da aplicação de um momento torsor, o caixão funciona como uma secção fechada, contribuindo ambas as almas e as lajes do caixão para a rigidez à torção do mesmo.

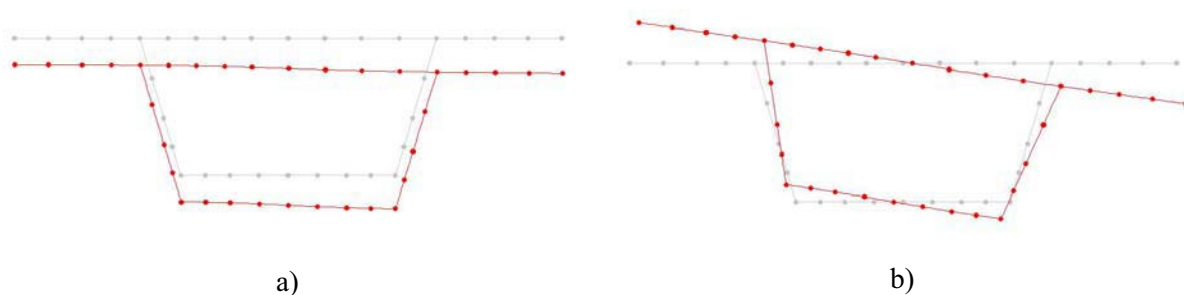


Figura 4.11 – Deformação da secção transversal da viga caixão devido a: a) cargas aplicadas sob uma das almas e b) momento em torno do eixo longitudinal da viga caixão

4.6.3 Comparação de resultados em termos de frequências naturais de vibração

No Quadro 4.8 comparam-se os valores das frequências naturais obtidos para os diferentes modelos, indicando-se ainda os erros relativos tomando como referência os resultados obtidos para o modelo de casca.

Quadro 4.8 - Frequências naturais calculadas referentes aos modelos de casca, viga e grelha

Frequência (Hz)		
Modelo de Casca	Modelo de Viga	Modelo de Grelha
3,15 (FV)	3,24 (FV) (2,8%)	3,24 (FV) (2,8%)
9,33 (FV)	-	-
10,02 (T)	11,82 (T) (18,0%)	11,84 (T) (18,2%)
12,30 (FV)	12,98 (FV) (5,5%)	12,96 (FV) (5,4%)
14,59 (T)	23,63 (T) (62,0%)	24,74 (T) (69,6%)
19,62 (FV)	29,21 (FV) (48,9%)	29,12 (FV) (48,4%)

4.6.4 Actualização dos modelos com base nos resultados obtidos para o modelo de casca

Na secção 4.6.2 foi possível concluir que a rigidez à torção do tabuleiro nos modelos de viga e de grelha para o carregamento do modelo de carga LM71 é excessiva quando comparada com a rigidez obtida no modelo de casca.

Como se pretende efectuar estudos dinâmicos com carregamentos similares ao do modelo de carga LM71, os valores do módulo de torção dos elementos de viga e de grelha foram corrigidos de forma a ajustar os resultados relativos à rotação longitudinal a meio vão para o modelo de carga LM71, o que se traduz num factor correctivo igual a 0,64 para o modelo de viga e para o modelo de grelha. Este primeiro ajuste permitiu assim actualizar os modelos em termos de rigidez.

Na secção 4.6.3 foi possível concluir da existência de diferenças significativas entre a frequência fundamental de torção do tabuleiro obtida para os modelos de viga e grelha e para o modelo de casca. Uma diferença com menor significado foi registada para a frequência fundamental de vibração vertical. A actualização dos modelos de grelha e viga foi assim efectuada procurando ajustar os valores das frequências fundamentais de vibração vertical de flexão e de torção, alterando os valores da massa volúmica do tabuleiro e do momento de inércia polar de massa.

No Quadro 4.9 apresentam-se os valores da massa volúmica e do momento de inércia polar de massa antes e após o ajuste.

Quadro 4.9 – Valores da massa volúmica e do momento de inércia polar de massa, antes e após o ajuste

	Antes do ajuste	Depois do ajuste
ρ (t/m ³)	3,805	4,035
I_m (t.m ² /m)	536,8	481,0

No Quadro 4.10 Apresentam-se os valores das frequências naturais para os diferentes modelos bem como os valores dos erros relativos tomando como referência o modelo de casca, permitindo concluir da melhor concordância dos diferentes modelos em termos das suas características dinâmicas.

Quadro 4.10 – Frequências naturais calculadas referentes aos modelos de casca, viga e grelha depois do ajuste

Frequência (Hz)		
Modelo de Casca	Modelo de Viga	Modelo de Grelha
3,15 (FV)	3,15 (FV) (0,0%)	3,15 (FV) (0,0%)
9,33 (FV)	-	-
10,02 (T)	10,02 (T) (0,0%)	10,02 (T) (0,0%)
12,30 (FV)	12,60 (FV) (2,4%)	12,60 (FV) (2,4%)
14,59 (T)	21,36 (T) (46,4%)	21,36 (T) (46,4%)
19,62 (FV)	28,36 (FV) (44,5%)	28,36 (FV) (44,5%)

A Figura 4.12 permite visualizar melhor a qualidade do ajuste realizado.

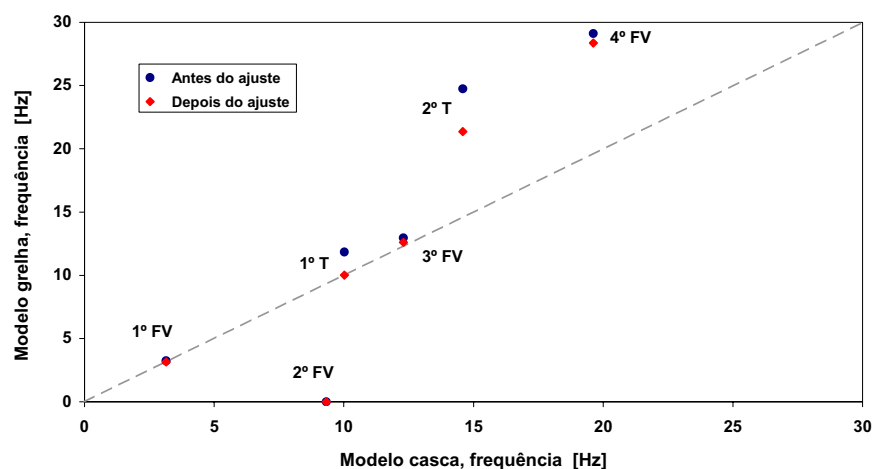


Figura 4.12 - Comparação dos valores das frequências dos modos de vibração do tabuleiro, antes e depois do ajuste

4.7 ANÁLISE DINÂMICA PRELIMINAR

4.7.1 Introdução

Nesta secção foi desenvolvido um estudo de sensibilidade da resposta da ponte em relação a dois métodos utilizados na resolução do sistema de equações de equilíbrio dinâmico: método de Newmark e método da sobreposição modal.

As análises dinâmicas foram realizadas considerando a passagem do comboio VIRGIN pelos modelos de grelha e casca apresentados em 4.4 e 4.5, para uma gama de velocidades entre os 140 km/h e os 420 km/h, com incrementos de 10 km/h.

Para ambos os métodos de integração, foi analisada a sensibilidade da resposta em função da variação do incremento de tempo utilizado na resolução do sistema de equações de equilíbrio dinâmico.

Nos cálculos efectuados com o modelo de grelha, o ponto de controlo tomado como referência foi o nó 73, situado a meio vão da ponte sob o caminho de cargas. Para o modelo de casca foram utilizados dois pontos de controlo, nó 960 e nó 1527, situados, respectivamente, na alma da viga caixão mais próxima do caminho de cargas, e na laje que suporta a via, sob o caminho de cargas.

As grandezas que serviram de referência à realização do estudo de sensibilidade foram o deslocamento e a aceleração a meio vão da ponte.

4.7.2 Modelo de elementos de viga dispostos em grelha

4.7.2.1 Análise dinâmica pelo método de Newmark

Nas análises pelo método de Newmark consideraram-se os parâmetros $\gamma = 1/2$ e $\beta = 1/4$ para os quais o método é incondicionalmente estável.

Para o caso em estudo a adopção dos critérios da EN 1990-A2, relativos à máxima frequência a considerar nas análises, conduz a incluir as contribuições dos modos de vibração com frequências até 30 Hz.

Considerando para a integração no domínio do tempo um incremento de tempo base correspondente a um décimo do menor período a integrar (1/30 s), obtém-se $\Delta t = 1/30 \times 10 \approx 0,0032$ s.

Com o objectivo de estudar a influência em termos de precisão foram ainda efectuadas análises com incremento de tempo de 0,0016 s.

A aplicação do método de Newmark implica a utilização de uma matriz de amortecimento de Rayleigh. As constantes c_1 e c_2 , utilizadas para a construção desta matriz, foram obtidas considerando coeficientes de amortecimento de 1% para o 1º e 6º modos de vibração, tendo-se obtido: $c_1 = 0,35638 \text{ s}^{-1}$ e $c_2 = 1,010 \times 10^{-4} \text{ s}$.

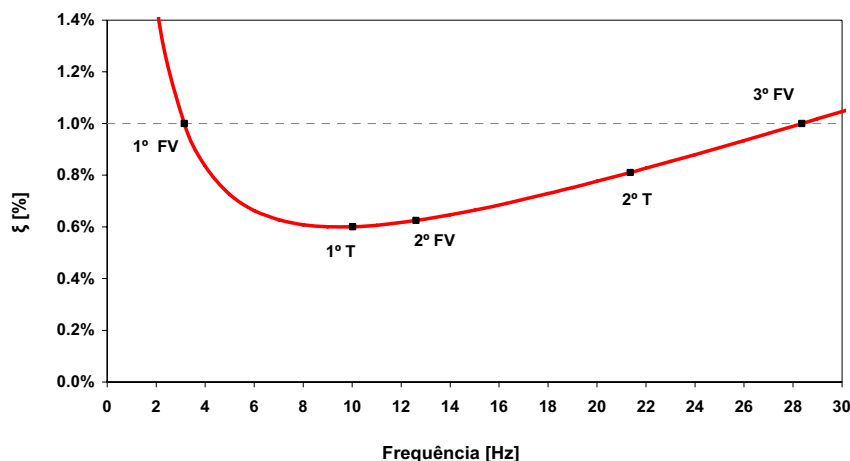


Figura 4.13 - Relação entre o coeficiente de amortecimento e a frequência para o amortecimento de Rayleigh

A Figura 4.13 permite observar os valores dos coeficientes de amortecimento que resultam para os restantes modos de vibração.

Na Figura 4.14 é apresentada a evolução dos valores máximos do deslocamento vertical a meio vão do tabuleiro, no alinhamento correspondente ao caminho de cargas, em função da velocidade.

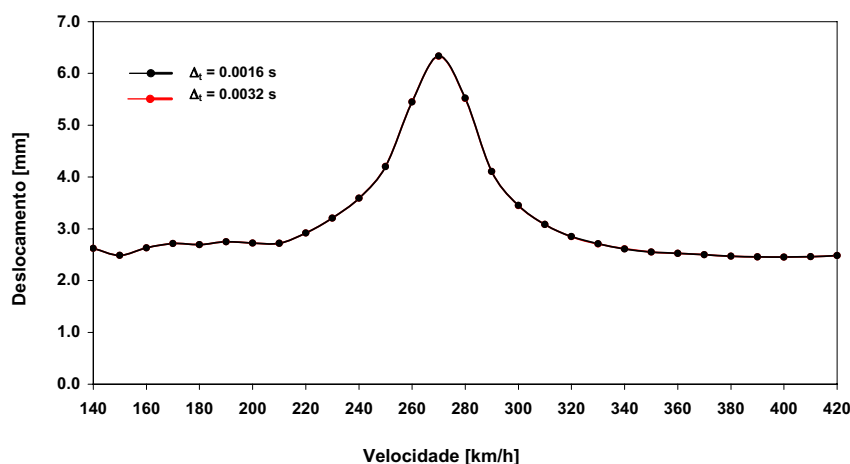


Figura 4.14 - Valores máximos do deslocamento vertical a meio vão em função da velocidade e do incremento de tempo

Da observação da figura é possível verificar que os resultados obtidos para os diferentes incrementos de tempo são coincidentes.

Observa-se para a velocidade de 270 km/h um pico de ressonância correspondente à excitação da estrutura com uma frequência igual à frequência do 1º modo de vibração vertical, e que pode ser estimada através da expressão

$$V_{\text{res}} = 23,9 \text{ m} \times 3,15 \text{ s}^{-1} = 75,3 \text{ m/s} (\approx 270 \text{ km/h}) \quad (4.10)$$

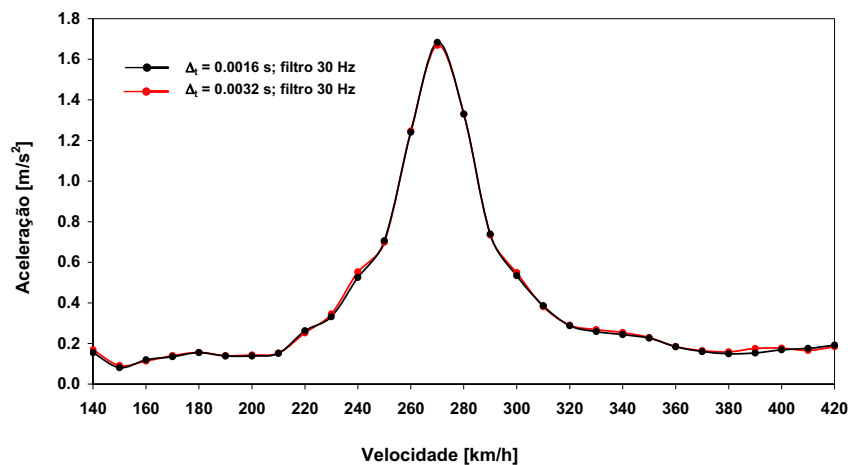


Figura 4.15 - Valores máximos da aceleração vertical a meio vão em função da velocidade e do incremento de tempo

Na Figura 4.15 é apresentada, por sua vez, a evolução da aceleração vertical máxima a meio vão do tabuleiro, no mesmo ponto, em função da velocidade, obtida com base em registos de aceleração filtrados por intermédio de um filtro digital do tipo passa-baixo de Chebyshev (Tipo II), de ordem 17, com uma frequência de corte igual a 30 Hz e uma atenuação na banda de passagem de 40 dB (Figura 4.16).

É possível observar que as curvas obtidas para os incrementos de tempo de 0,0016 s e 0,0032 s são praticamente coincidentes.

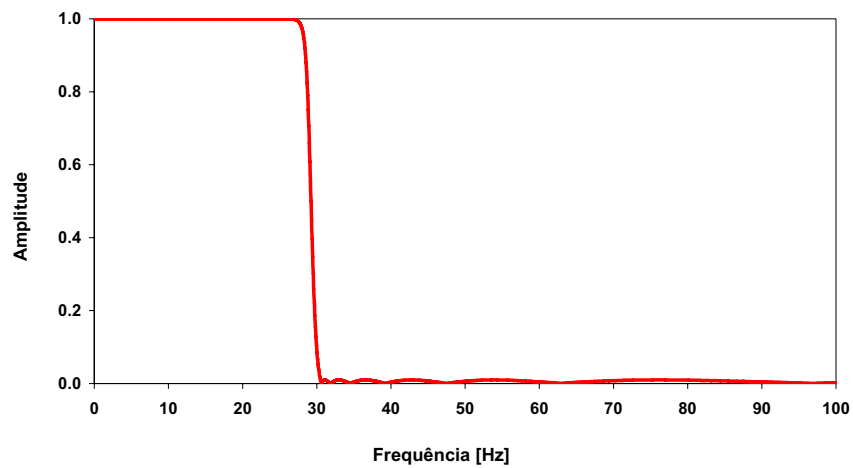


Figura 4.16 - Função de resposta em frequência do filtro

Na Figura 4.17 apresentam-se as acelerações máximas a meio vão, obtidas a partir de registos filtrados e não filtrados, notando-se apenas diferenças com algum significado para velocidades superiores a 340 km/h.

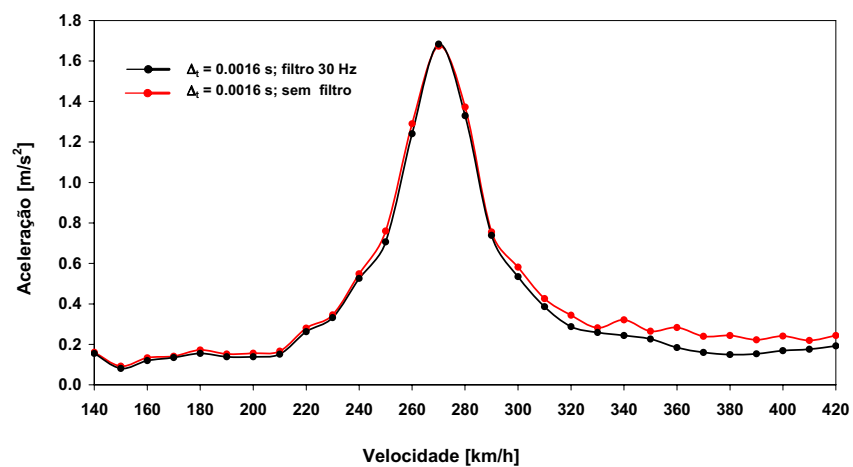


Figura 4.17 - Comparação dos valores máximos da aceleração vertical a meio vão com base em registos filtrados e não filtrados.

Tais diferenças devem-se ao aparecimento de algum ruído numérico manifestado pela ocorrência de elevadas frequências, como é evidenciado pelo registo temporal da aceleração, obtido para a velocidade de 360 km/h, que se apresenta na Figura 4.18.

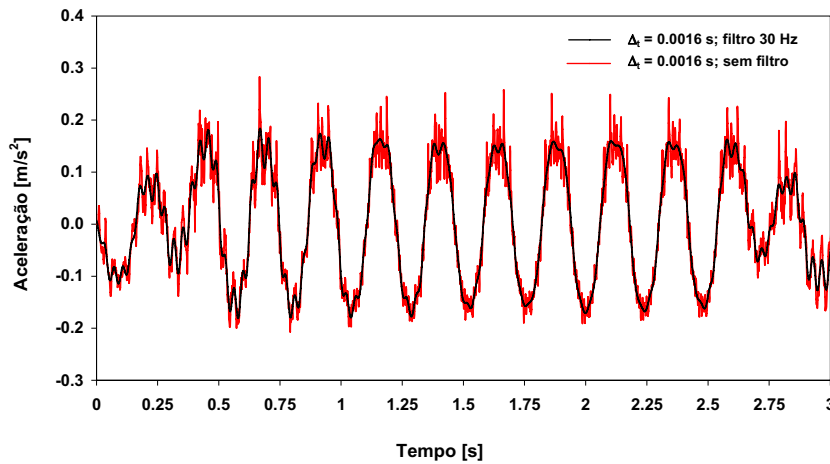


Figura 4.18 – Registos temporais filtrados e não filtrados da aceleração vertical a meio vão para $v = 360 \text{ km/h}$ e $\Delta t = 0,0016 \text{ s}$

Na Figura 4.19 apresentam-se estimativas da função de resposta em frequência obtidas para a velocidade de 360 km/h para os registos filtrados e não filtrados da aceleração a meio vão. É possível verificar que a pequena contribuição das frequências acima dos 30 Hz é eliminada depois da aplicação do filtro.

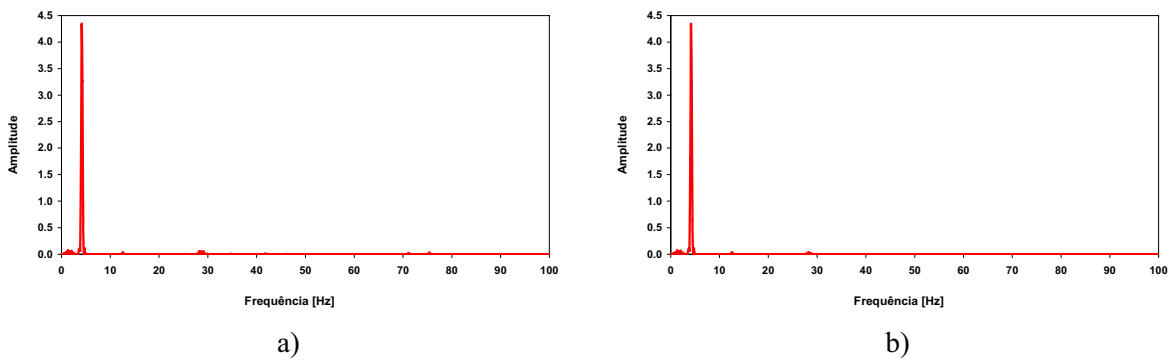


Figura 4.19 - Função de resposta em frequência: a) sinal não filtrado e b) sinal filtrado $v = 360 \text{ km/h}$

4.7.2.2 Análise dinâmica pelo método da sobreposição modal

As respostas dinâmicas com o método da sobreposição modal foram obtidas considerando a contribuição dos primeiros modos de vibração verticais ou de torção da estrutura, que apresentam frequências inferiores a 30 Hz .

Pretendendo-se comparar os resultados obtidos pelo método da sobreposição modal com os obtidos pelo método de Newmark consideraram-se, ao invés de coeficientes de

amortecimento iguais para todos os modos, como é habitual, coeficientes de amortecimento de acordo com a curva da evolução do amortecimento em função da frequência, que resultou da adopção de uma matriz de amortecimento de Rayleigh no método de Newmark (Figura 4.13). Recorde-se que esta curva resulta de considerar um coeficiente de amortecimento de 1% para o 1º e 6º modos de vibração.

Com o intuito de avaliar a sensibilidade da resposta ao incremento de tempo considerado nas análises foram utilizados, além dos valores 0,0032 s ($\approx T_n/10$) e 0,0016 s ($\approx T_n/20$), valores de 0,0011 s ($\approx T_n/30$) e 0,0064 s ($\approx T_n/5$).

Na Figura 4.20 é apresentada a evolução do deslocamento máximo a meio vão do tabuleiro, no alinhamento correspondente ao caminho de cargas, em função da velocidade.

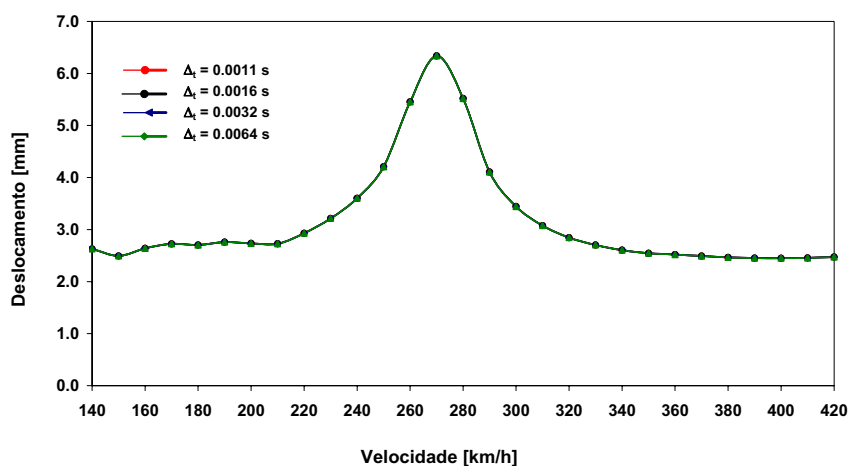


Figura 4.20 - Valores máximos do deslocamento vertical a meio vão em função da velocidade e do incremento de tempo

Da observação da figura é possível concluir que os resultados obtidos nas análises dinâmicas realizadas com os diferentes incrementos de tempo são coincidentes.

Na Figura 4.21 é apresentada, por sua vez, a evolução da aceleração máxima a meio vão do tabuleiro, no mesmo ponto, em função da velocidade.

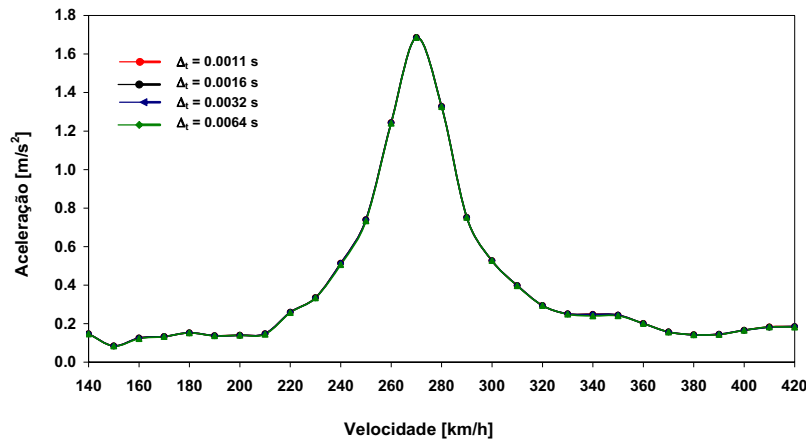


Figura 4.21 - Valores máximos da aceleração vertical a meio vão em função da velocidade e do incremento de tempo

É possível igualmente concluir da concordância dos resultados para os diferentes incrementos de tempo e velocidades analisadas.

Na Figura 4.22 apresentam-se ainda as acelerações máximas a meio vão obtidas a partir de registos filtrados e não filtrados, para um incremento de tempo $\Delta t = 0,0016$ s.

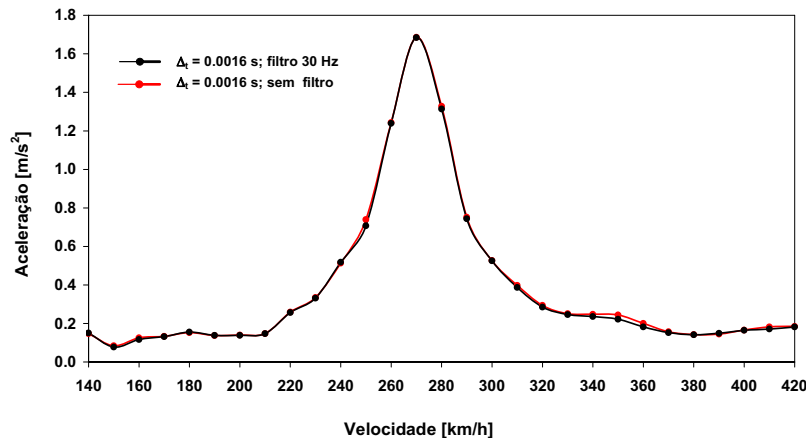


Figura 4.22 - Valores máximos da aceleração vertical a meio vão em função da velocidade e do incremento de tempo

Verifica-se que as curvas são praticamente coincidentes. Tal deve-se ao facto de o método da sobreposição modal permitir efectuar o desacoplamento das equações diferenciais, possibilitando assim que as respostas correspondentes a cada modo de vibração sejam independentes das restantes, e portanto não surjam nas respostas contribuições espúrias de frequências mais elevadas sob a forma de ruído numérico.

Conforme foi referido, uma vantagem do método da sobreposição modal é permitir obter de forma isolada as diferentes contribuições modais para a resposta total.

A Figura 4.23 pretende ilustrar as principais contribuições dos modos de vibração para a resposta em termos de aceleração vertical a meio vão. A curva designada por RT corresponde à resposta total que, como é possível observar, é praticamente dominada pela contribuição do primeiro modo de vibração vertical da estrutura.

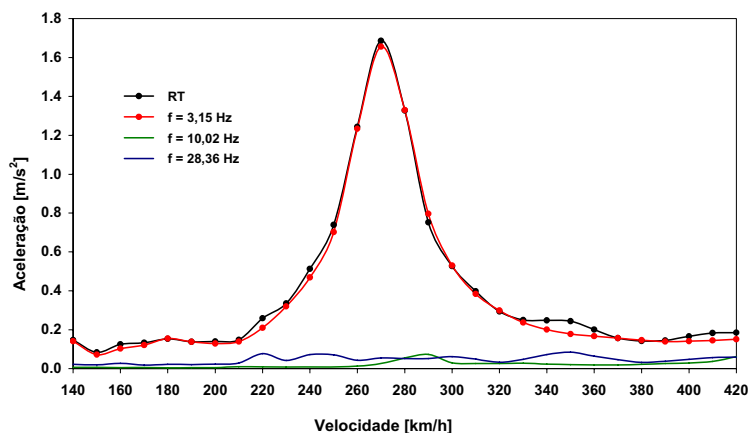


Figura 4.23 - Contribuição dos modos de vibração para a resposta em termos de aceleração vertical máxima a meio vão

Note-se que a soma das máximas respostas isoladas poderão exceder o máximo da resposta total pois os máximos de cada resposta não ocorrerão certamente no mesmo instante de tempo.

Poderá mesmo verificar-se que a resposta total associada a um determinado número de modos seja inferior a uma resposta individual. Tal é o caso da velocidade de 290 km/h , em que a resposta total do contributo dos modos de vibração até 30 Hz é inferior à resposta isolada para o 1º modo de vibração vertical. Tal justifica-se pelo facto de no instante $t = 2,47 \text{ s}$, em que a resposta associada ao 1º modo atinge um máximo (em módulo), a resposta associada ao 3º modo ter sinal contrário, e portanto diminuir a resposta total.

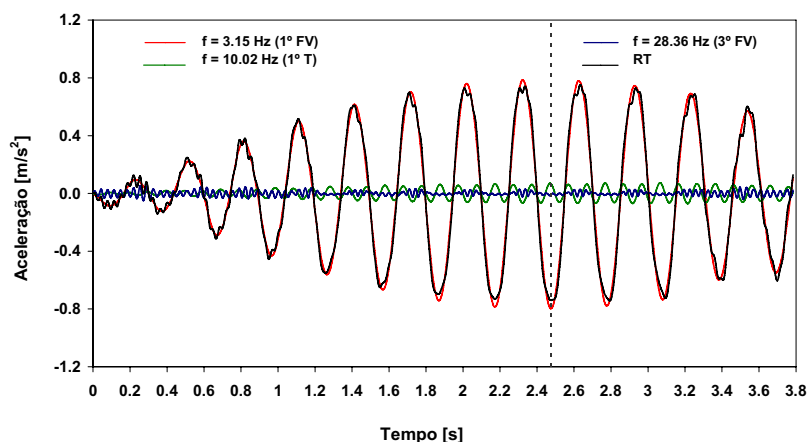


Figura 4.24 - Registos temporais da aceleração vertical a meio vão relativas à resposta total e isoladas do 1º e 3º modos de vibração verticais e do 1º modo de vibração de torção

4.7.2.3 Comparação dos resultados obtidos pelos dois métodos

Na Figura 4.25 comparam-se os resultados em termos de valores máximos do deslocamento e da aceleração verticais a meio vão, obtidos através de análises dinâmicas efectuadas pelos métodos da sobreposição modal e de Newmark.

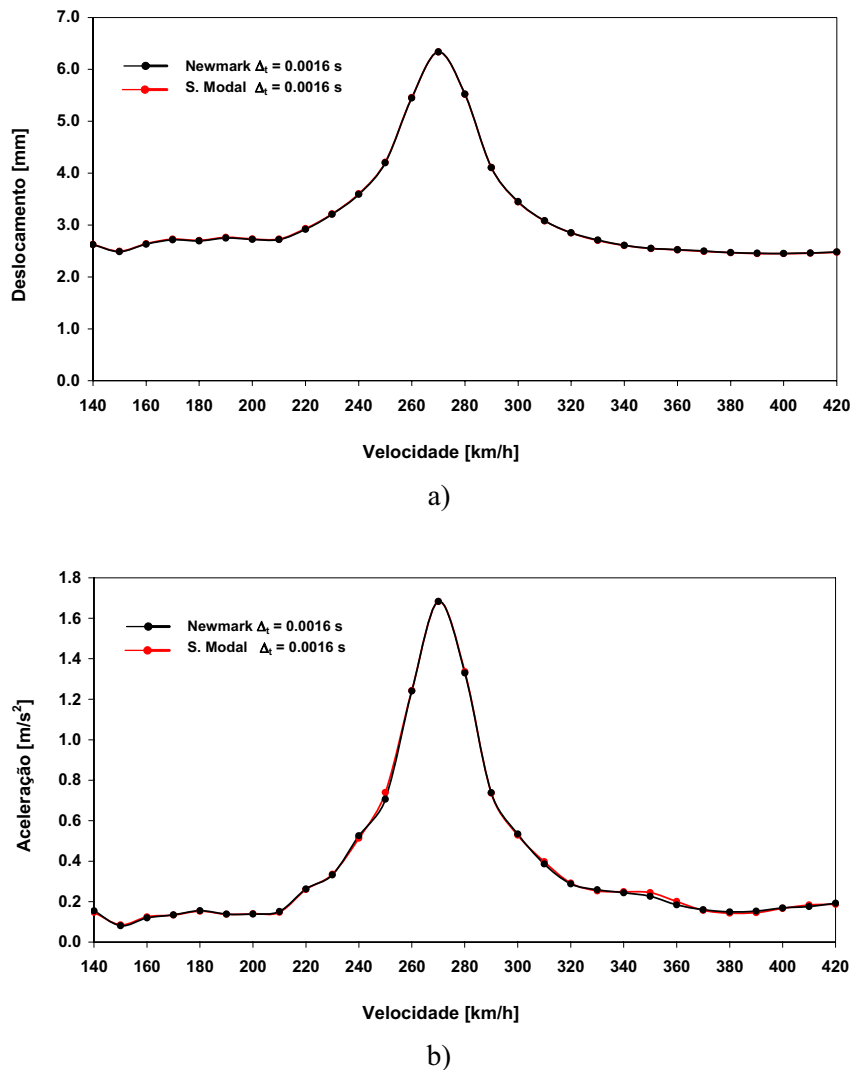


Figura 4.25 - Comparação das respostas obtidas pelos métodos de Newmark e da sobreposição modal em termos de: a) deslocamento máximo a meio vão e b) aceleração máxima a meio vão

É possível concluir que se verifica uma perfeita concordância de resultados para todas as velocidades e grandezas analisadas. Refira-se que os valores utilizados para a comparação relativas ao método de Newmark correspondem a valores obtidos com base em registos filtrados aplicando um filtro digital do tipo passa-baixo com uma frequência de corte igual

a 30 Hz, o que corresponde no método da sobreposição modal a considerar contribuições de modos com frequências até ao limite de 30 Hz.

4.7.3 Modelo de elementos finitos de Casca

O modelo de elementos finitos com elementos de casca que serviu para discretizar o tabuleiro do viaduto del Genil, apresenta 32 modos de vibração com frequências inferiores aos 30 Hz. Muitos destes modos representam vibrações locais da laje que suporta a via. Com o objectivo de analisar a influência destes modos na resposta da estrutura, calculada através dos métodos de sobreposição modal e Newmark, foram definidos dois pontos de controlo como se pode observar na Figura 4.26. O nó 960 ao estar posicionado na alma do caixão é pouco influenciado pelos modos locais do tabuleiro, ao contrário do nó 1527, posicionado na laje que suporta a via, sob o caminho de cargas.

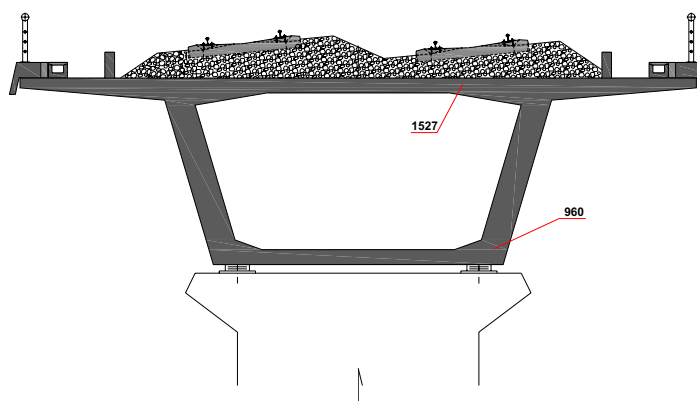


Figura 4.26 - Secção transversal do tabuleiro com indicação dos pontos de controlo que serviram de base à análise dinâmica preliminar

4.7.3.1 Análise dinâmica pelo método de Newmark

Tal como para o modelo de grelha, os critérios da EN 1990-A2 conduzem à inclusão nas análises dinâmicas de modos de vibração com frequências até 30 Hz, ou seja, da contribuição dos primeiros 32 modos de vibração da estrutura.

Com o objectivo de analisar a precisão do método utilizaram-se os seguintes incrementos de tempo: 0,0016 s ($\approx T_n/20$); 0,0024 s ($\approx T_n/15$) e 0,0032 s ($\approx T_n/10$).

Considerando coeficientes de amortecimento de 1,0% para o 1º e 32º modos, obtêm-se os seguintes valores das constantes de amortecimento de Rayleigh: $c_1 = 0,35782 \text{ s}^{-1}$ e $c_2 = 9,705 \times 10^{-5} \text{ s}$. Os valores dos coeficientes de amortecimento para os restantes modos são traduzidos pela curva representada na Figura 4.27.

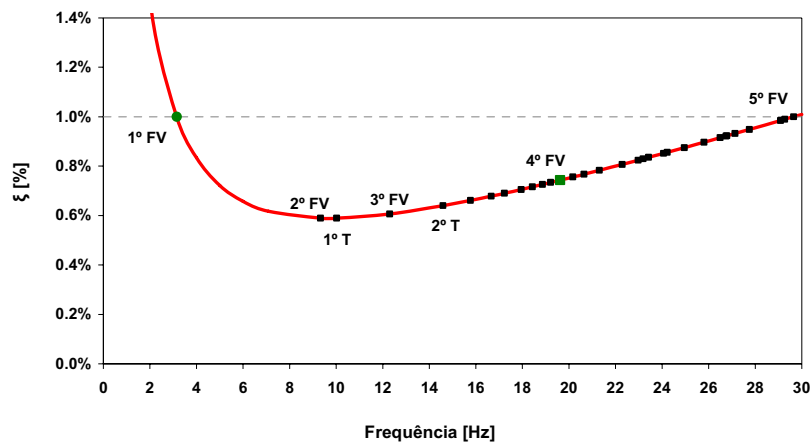


Figura 4.27 - Relação entre o coeficiente de amortecimento e a frequência para o amortecimento de Rayleigh

Na Figura 4.28 é apresentada a evolução dos valores máximos do deslocamento vertical a meio vão do tabuleiro, para os nós 960 e 1527, em função da velocidade.

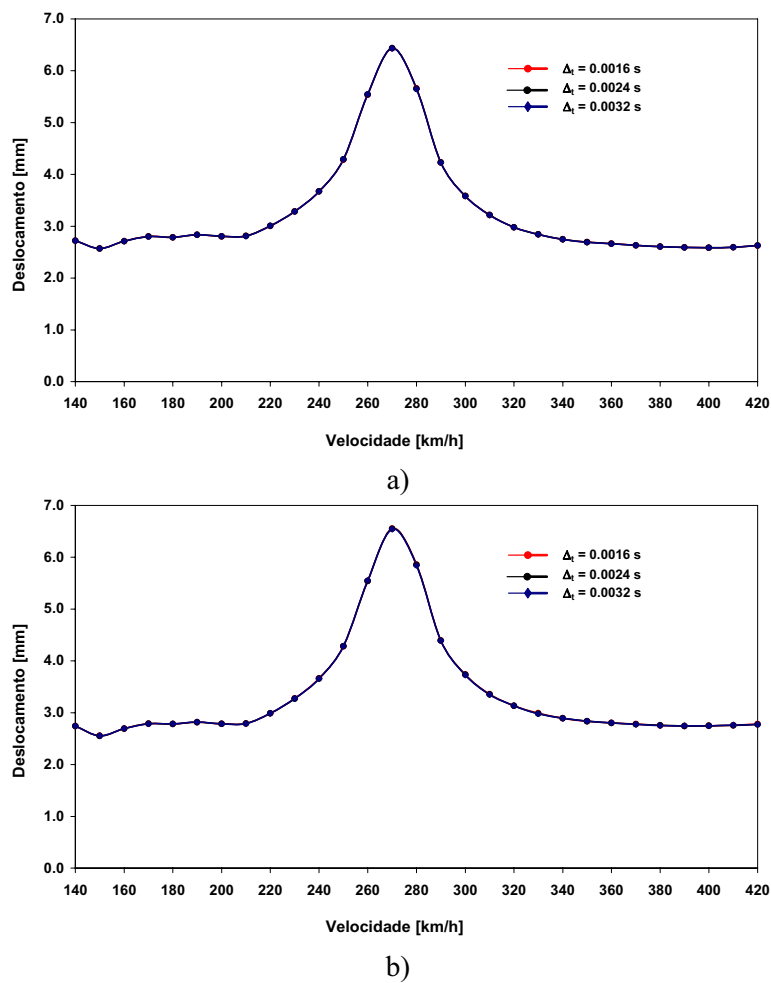
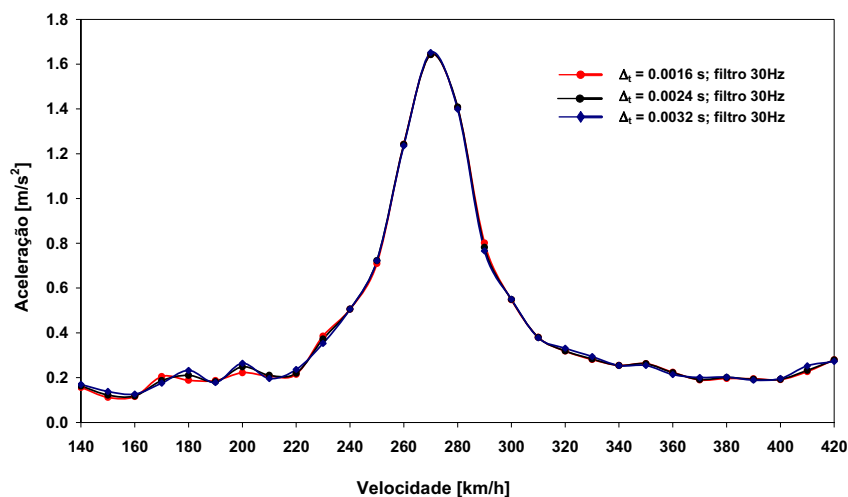


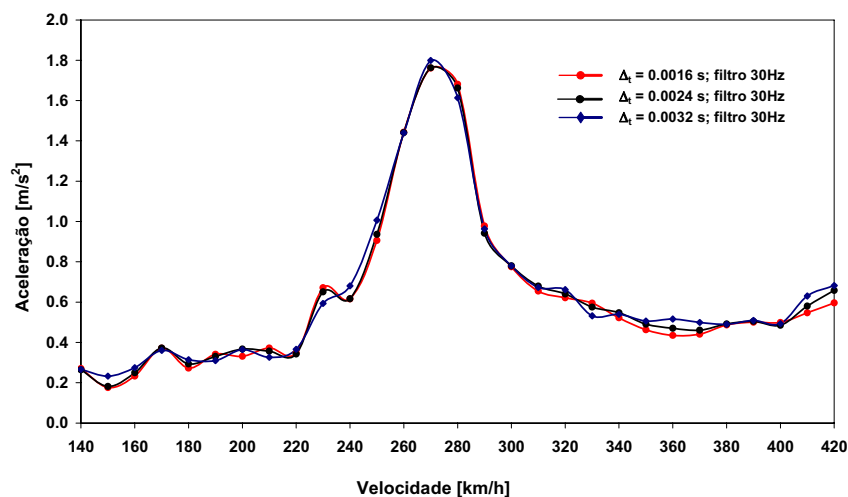
Figura 4.28 - Valores máximos do deslocamento vertical a meio vão em função da velocidade e do incremento de tempo nos nós: a) 960 e b) nó 1527

Da observação da figura é possível concluir que os resultados obtidos para os diferentes incrementos de tempo, e para os nós considerados, são coincidentes

Na Figura 4.29 é apresentada, por sua vez, a evolução dos valores máximos da aceleração a meio vão do tabuleiro obtidos com base em registos filtrados por intermédio da aplicação de um filtro tipo passa-baixo com frequência de corte igual a 30 Hz, para os mesmos nós, em função da velocidade.



a)



b)

Figura 4.29 - Valores máximos da aceleração vertical a meio vão em função da velocidade e do incremento de tempo nos nós: a) 960 e b) nó 1527

A observação da figura permite concluir, de igual modo, uma coincidência dos resultados para os diferentes incrementos de tempo e nós considerados. Uma parte das diferenças registadas para o nó 1527 será explicada mais à frente pela dificuldade da aplicação de um filtro com frequência de corte de 30 Hz.

Por forma a evidenciar a importância da aplicação de filtros aos registos de acelerações quando se procede a análises pelo método de Newmark, apresentam-se na Figura 4.30 os valores máximos da aceleração a meio vão, nos nós 960 e 1527, obtidos com base em registos filtrados e não filtrados.

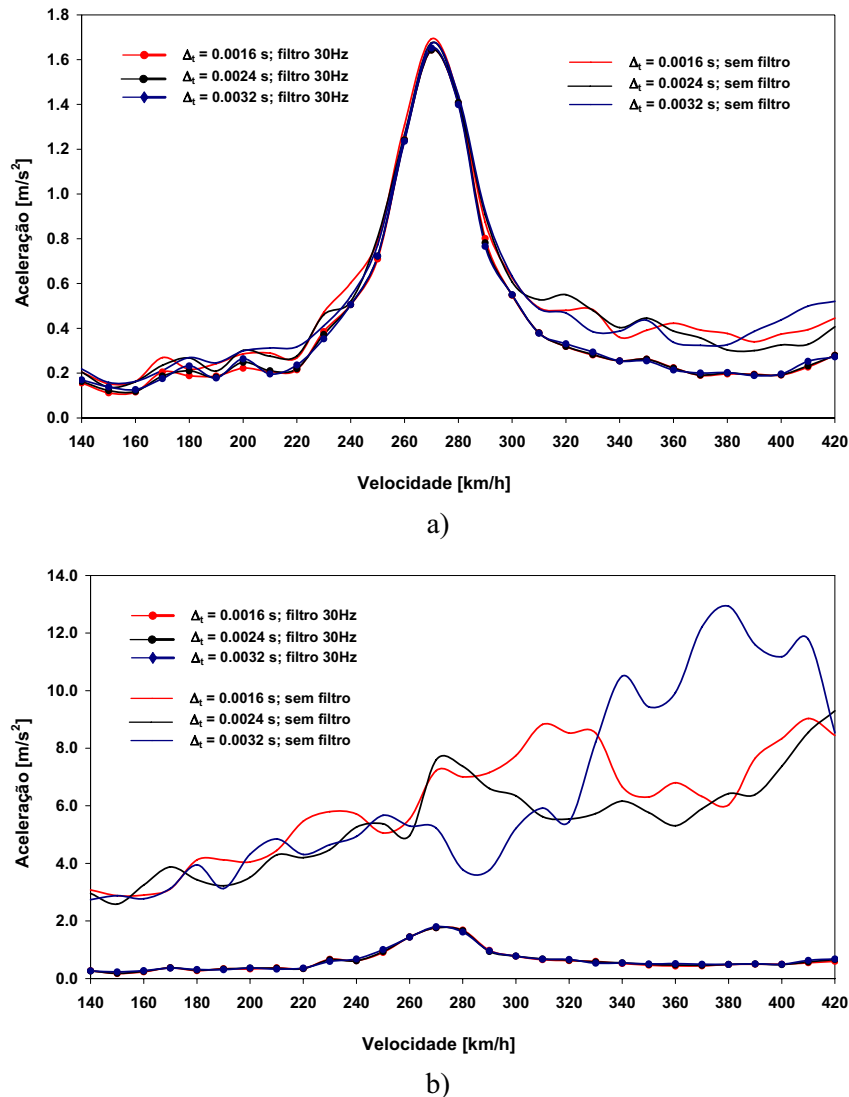


Figura 4.30 - Valores máximos da aceleração vertical a meio vão em função da velocidade obtidos com base em registos filtrados e não filtrados para os nós: a) 960 e b) 1527

A observação dos gráficos permite concluir que a participação de modos de vibração com frequências superiores a 30 Hz, e o ruído numérico são particularmente relevantes no caso da aceleração no nó 1527, da laje superior sob o eixo da via carregada, para todas as velocidades analisadas. No caso do nó 960, da alma da viga caixão, estes fenómenos só assumem alguma relevância para velocidades superiores a 300 km/h.

O ruído numérico deve-se ao facto de existirem inúmeros modos locais com contribuição para a resposta associados a frequências elevadas e que não são integradas de forma correcta quando se procede à análise pelo método de Newmark. Esses modos não contribuem, no entanto, para a aceleração de pontos situados na alma da viga.

Na Figura 4.31 apresentam-se os registos temporais da aceleração, filtrados e não filtrados, no nó 960 para duas velocidades, 270 km/h e 420 km/h.

A observação da figura permite confirmar a presença de modos com frequências superiores aos 30 HZ e de ruído numérico no registo correspondente a 420 km/h, o que praticamente não acontece para 270 km/h.

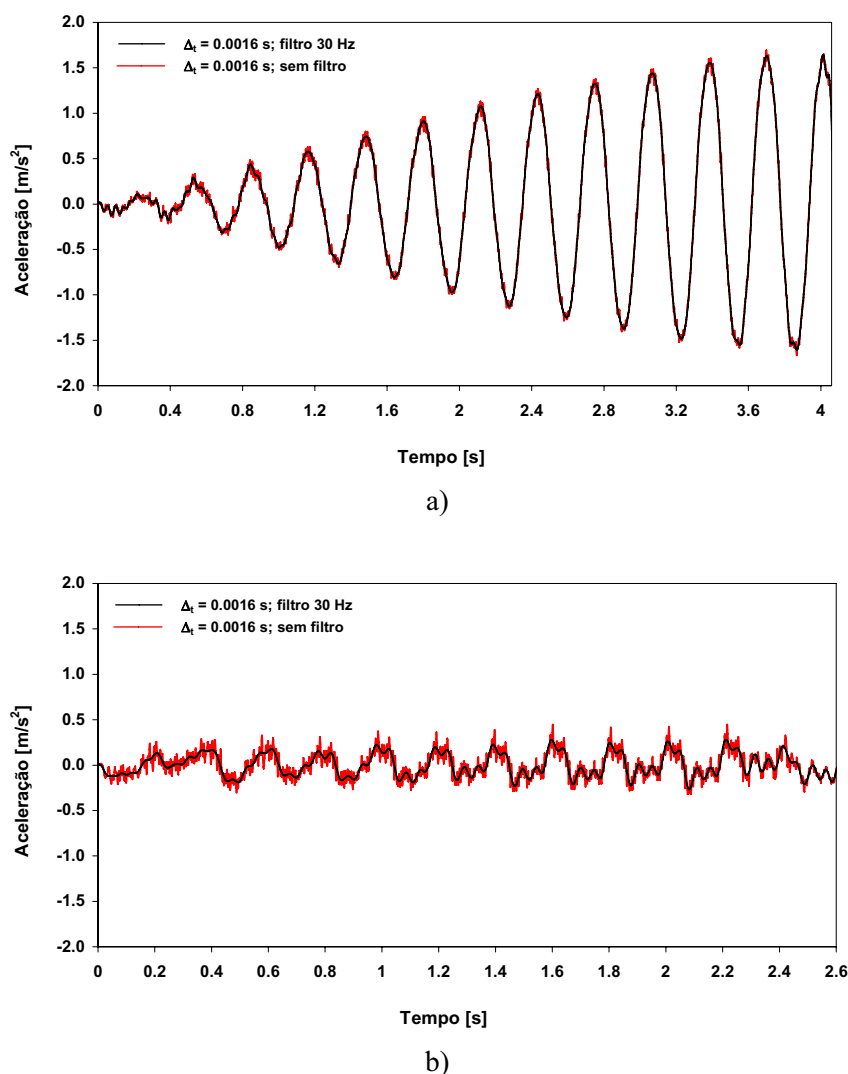


Figura 4.31 – Registos temporais da aceleração a meio vão no nó 960 para as velocidades de a) 270 km/h e b) 420 km/h

Tal pode ser confirmado através das estimativas da função resposta em frequência correspondentes a estes registos, representados na Figura 4.32, onde se observam picos para frequências superiores a 30 Hz nas funções correspondentes a registos não filtrados e $v = 420$ km/h que não aparecem para $v = 270$ km/h.

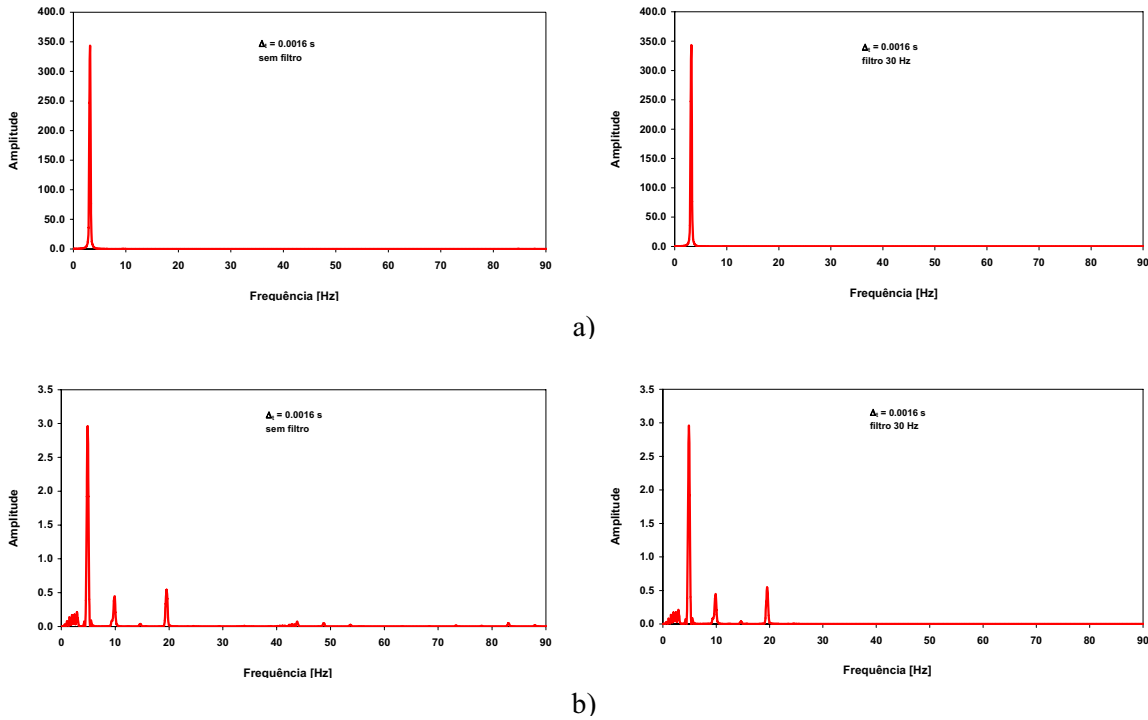
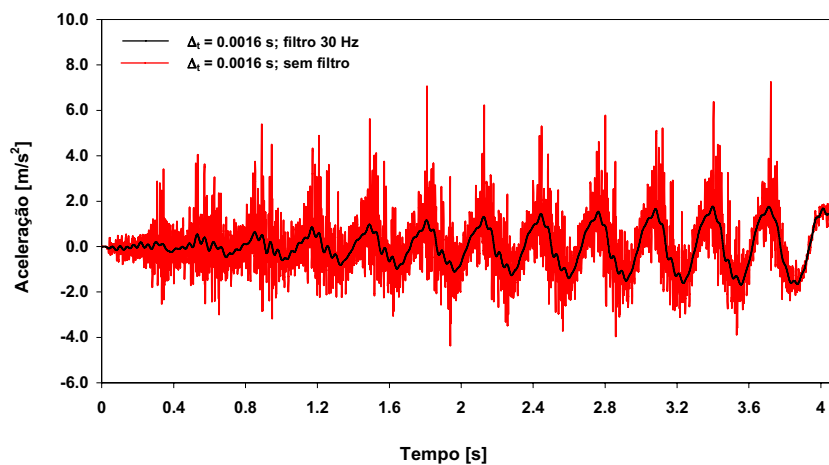
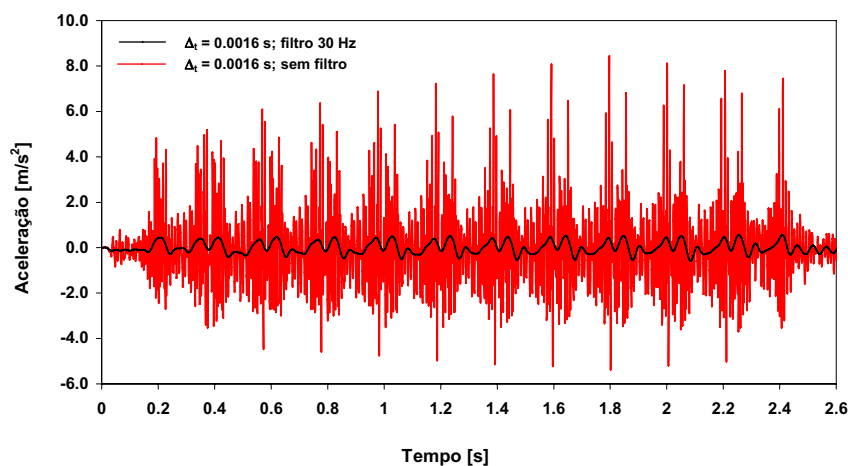


Figura 4.32 - Função de resposta em frequência para o nó 960 e considerando $\Delta t = 0.0016$ s:
a) $v = 270$ km/h e b) $v = 420$ km/h

Os registos temporais da aceleração a meio vão para o nó 1527 obtidos com base nos registos filtrados e não filtrados, para as velocidades de 270 km/h e 420 km/h, são apresentados na Figura 4.33.



a)



b)

Figura 4.33 – Registos temporais da aceleração a meio vão no nó 1527 para as velocidades de a) 270 km/h e b) 420 km/h

Na Figura 4.34 encontram-se representadas estimativas da função resposta em frequência correspondentes a registos filtrados e não filtrados da aceleração no nó 1527, para os incrementos de tempo de 0,0016 s, 0,0024 s, e 0,0032 s.

A análise da figura permite concluir que apenas para frequências superiores a 30 Hz se registam diferenças entre as funções correspondentes aos diferentes incrementos de tempo, quer em termos de frequências em que se registam picos, quer em termos de ordenadas da função.

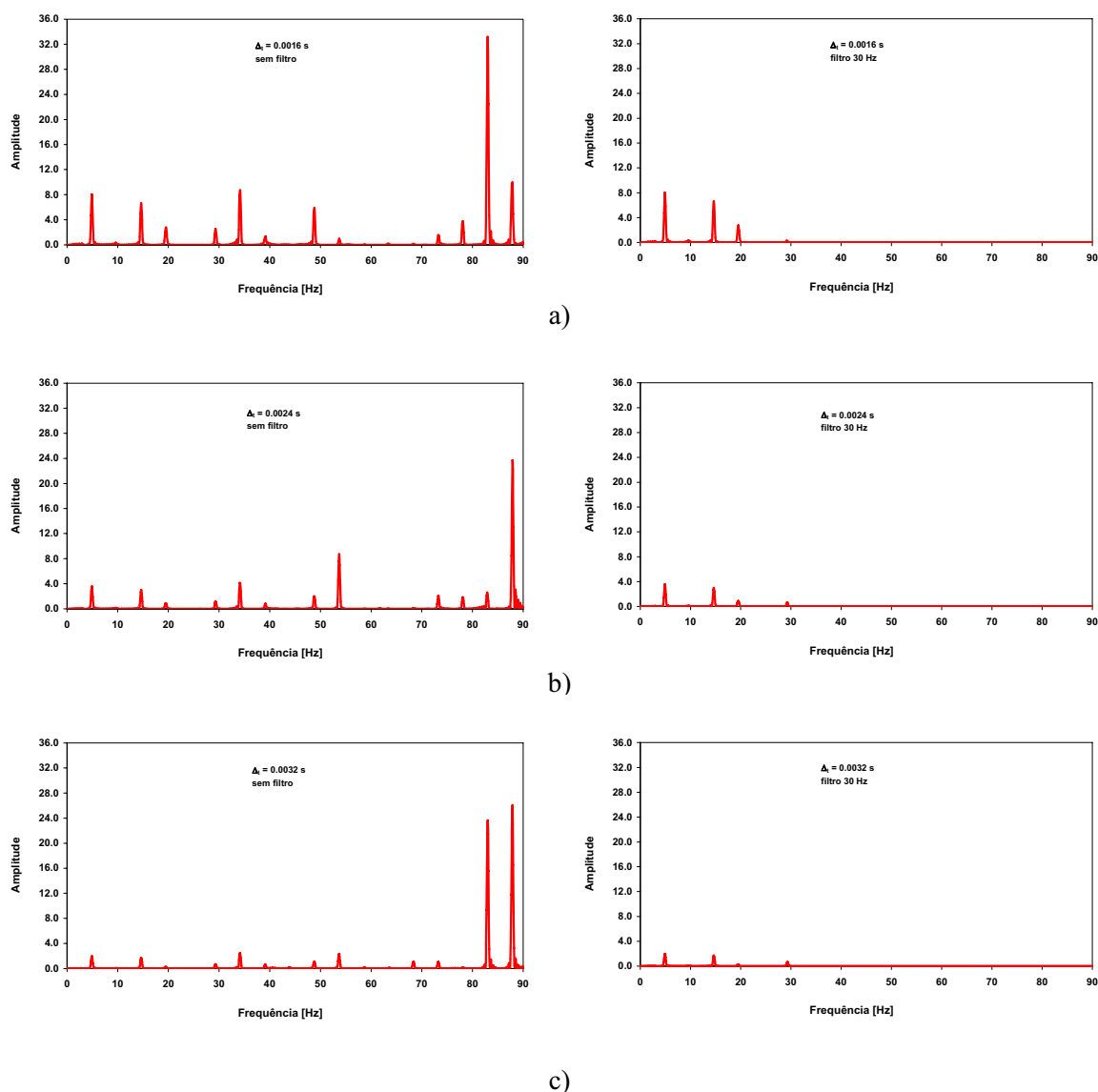


Figura 4.34 – Estimativa de resposta em frequência relativas à aceleração no nó 1527 e $v = 420$ km/h para: a) $\Delta t = 0.0016$ s; b) $\Delta t = 0.0024$ s e c) $\Delta t = 0.0032$ s

Conforme pode ser observado na Figura 4.29, os valores máximos da aceleração para a velocidade de 420 km/h, obtidos mesmo a partir dos registos filtrados, diferem consoante o incremento de tempo utilizado no método de Newmark, tomando valores de $0,596 \text{ m/s}^2$, $0,657 \text{ m/s}^2$ e $0,681 \text{ m/s}^2$, respectivamente para $\Delta t = 0,0016$ s, $\Delta t = 0,0024$ s e $\Delta t = 0,0032$ s. Tal deve-se não à diferença de precisão para os diferentes incrementos de tempo mas sim às características dos filtros aplicados.

Os registos foram filtrados através da aplicação de um filtro digital do tipo passa-baixo de Chebyshev (Tipo II) com uma atenuação na banda de passagem de 40 dB e uma frequência de corte de 30 Hz. Por forma a assegurar a estabilidade dos filtros, foi necessário adoptar

valores distintos da sua ordem consoante o incremento de tempo. Assim foram adoptados filtros de ordem 17, para $\Delta t = 0,0016$ s, 20, para $\Delta t = 0,0024$ s e 28, para $\Delta t = 0,0032$ s, resultando assim bandas de transição mais largas para incrementos de tempo mais baixos (Figura 4.35).

Desta forma, a contribuição dos modos com frequência próxima de 30 Hz, são afectada de forma diferente para os diferentes incrementos de tempo.

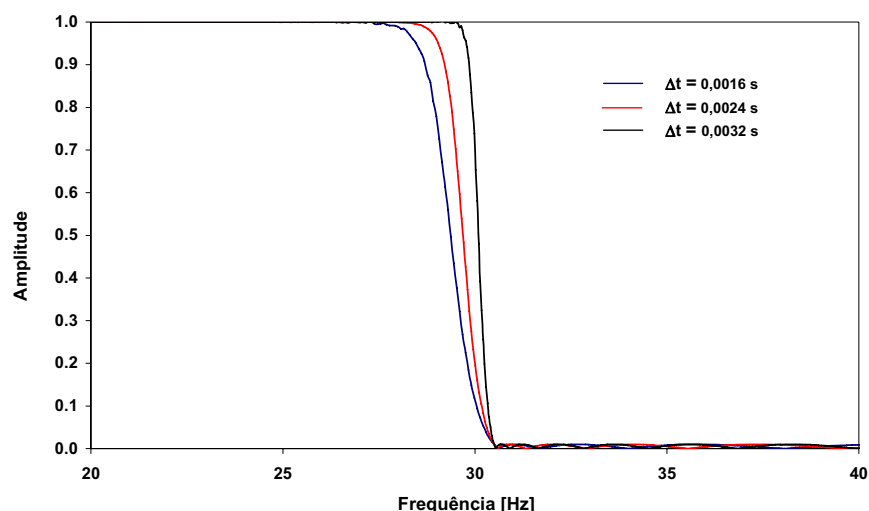


Figura 4.35 - Função de resposta em frequência dos filtros aplicados: a) frequência de corte aos 30 Hz; b) frequência de corte aos 48 Hz

De modo a concluir que as diferenças para os diferentes incrementos de tempo são apenas devidas a dificuldades de aplicação dos filtros, utilizou-se um filtro de características análogas mas com frequência de corte igual a 48 Hz. A escolha da frequência de corte foi baseada na observação das funções de resposta em frequência para os incrementos de tempo 0,0016 s e 0,0024 s, presentes na Figura 4.34, sendo possível verificar a não existência de modos de vibração com frequências próximas de 48 Hz. Os valores máximos de aceleração vertical foram $0,823 \text{ m/s}^2$ e $0,818 \text{ m/s}^2$, respectivamente para $\Delta t = 0,0016$ s e $\Delta t = 0,0024$ s, ou seja valores praticamente coincidentes.

4.7.3.2 Análise dinâmica pelo método da sobreposição modal

As análises dinâmicas realizadas com o método da sobreposição modal incluíram contribuições dos primeiros 32 modos de vibração da estrutura com frequências inferiores a 30 Hz.

Tal como para o método de Newmark, foram considerados coeficientes de amortecimento de acordo com a curva de amortecimento de Rayleigh.

Com o intuito de avaliar a sensibilidade da resposta ao incremento de tempo foram utilizados valores de $0,0016 \text{ s}$ ($\approx T_n/20$) e $0,0032 \text{ s}$ ($\approx T_n/10$).

Na Figura 4.36 é apresentada a evolução do deslocamento máximo a meio vão do tabuleiro, dos nós 960 e 1527, em função da velocidade.

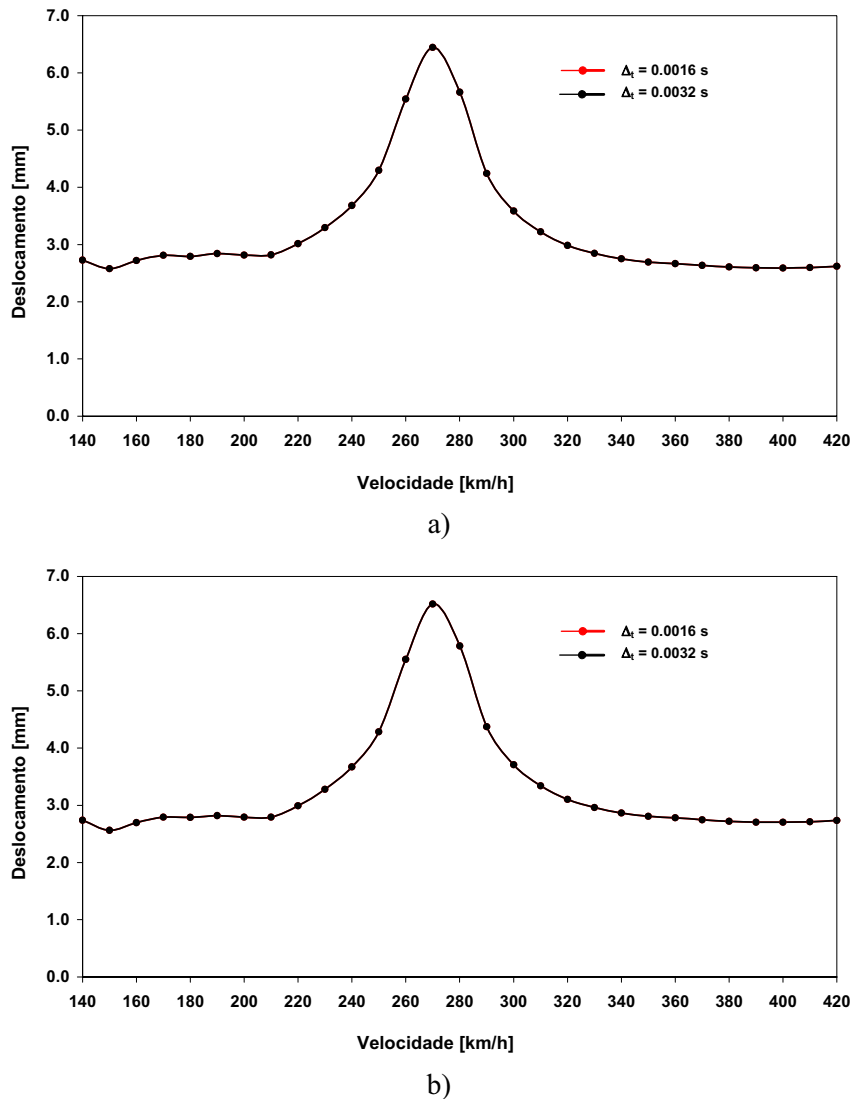
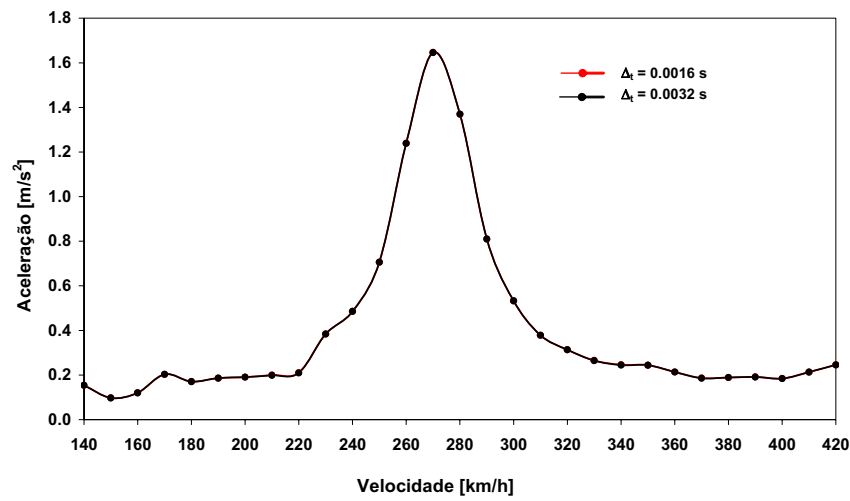


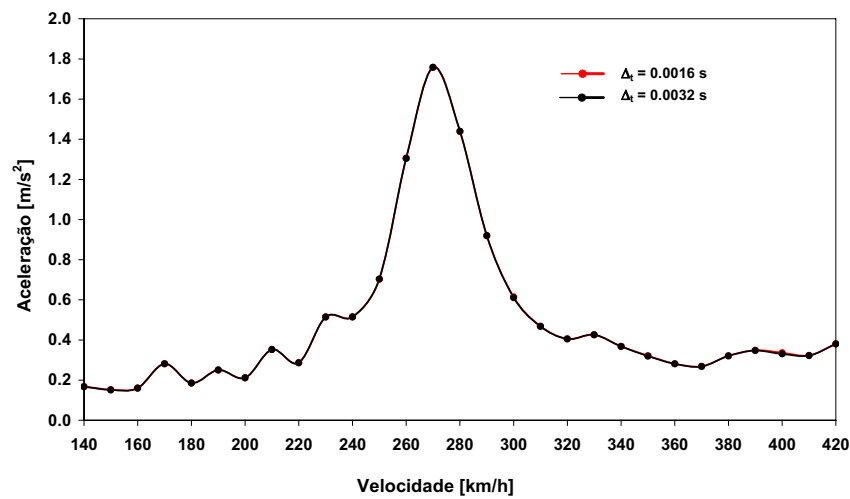
Figura 4.36 - Valores máximos do deslocamento vertical a meio vão em função da velocidade, para os nós: a) 960 e b) 1527

Da observação da figura é possível concluir que os resultados obtidos com os diferentes incrementos de tempo são praticamente coincidentes.

Na Figura 4.37 é apresentada a evolução dos valores máximos da aceleração a meio vão do tabuleiro, dos nós 960 e 1527, em função da velocidade.



a)



b)

Figura 4.37 - Valores máximos da aceleração vertical a meio vão em função da velocidade, para os nós: a) 960 e b) 1527

As estimativas das funções de resposta em frequência relativas à aceleração nos nós 960 e 1527, para a velocidade de 420 km/h, são apresentadas na Figura 4.38.

A observação da figura permite concluir que ambas as funções têm a contribuição dos mesmos modos de vibração da estrutura, ao contrário do que sucede quando o sistema de equações de equilíbrio dinâmico é resolvido pelo método de Newmark, o que será explicado mais à frente.

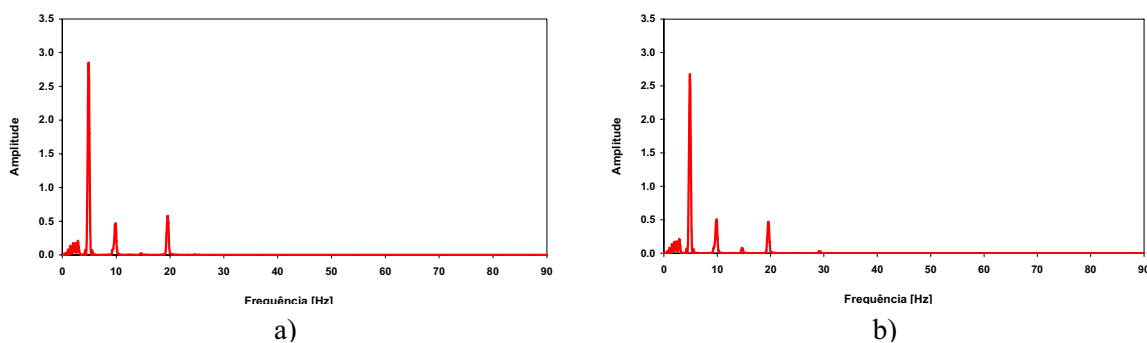


Figura 4.38 - Função de resposta em frequência para a velocidade de 420 km/h e considerando $\Delta t = 0.0016$ s: a) Nó 960 e b) Nó 1527

Na Figura 4.39 apresentam-se os valores máximos das acelerações relativas à contribuição isolada de cada modo de vibração, para o nó 1527 e para as velocidades de 270 km/h e 420 km/h. Pode-se observar que para $v = 270$ km/h a resposta é dominada pelo contributo do 1º modo de vibração ($f = 3,15$ Hz). O mesmo não se passa para $v = 420$ km/h em que o contributo máximo corresponde ao do 14º modo de vibração ($f = 19,62$ Hz).

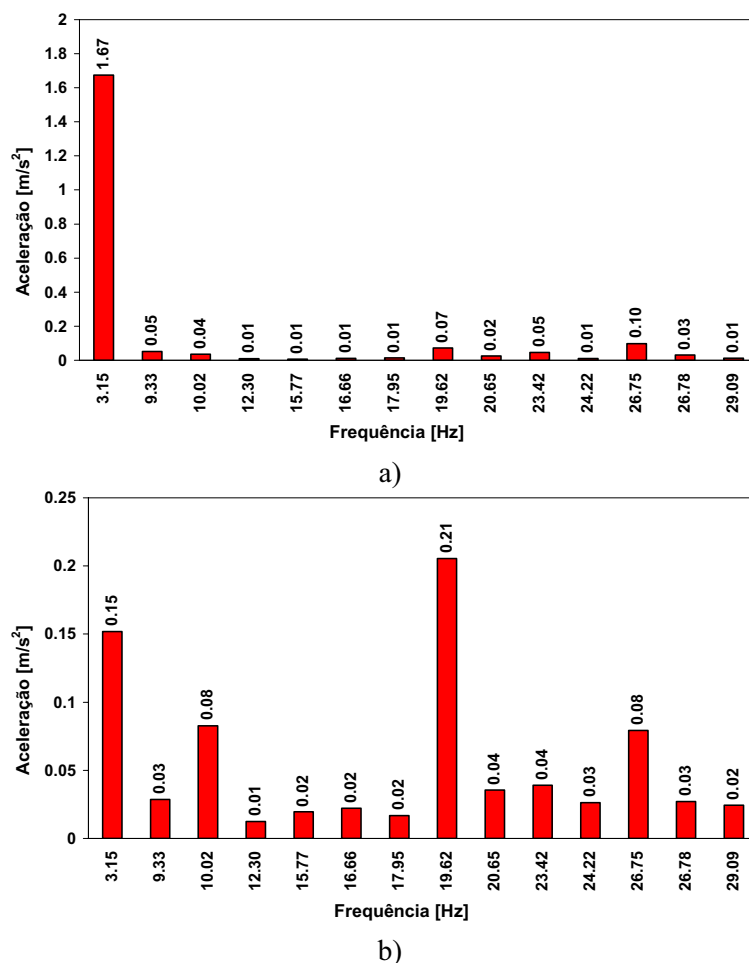


Figura 4.39 - Valores máximos da aceleração no nó 1527 relativos à contribuição isolada de cada modo de vibração da estrutura para: a) $v = 270$ km/h e b) 420 km/h

Note-se que o valor máximo da aceleração no nó 1527 foi de $1,76 \text{ m/s}^2$, para $v = 270 \text{ km/h}$, e $0,38 \text{ m/s}^2$, para $v = 420 \text{ km/h}$. O somatório das contribuições máximas isoladas de cada modo excede, como era de esperar, os máximos da resposta total.

Na Figura 4.40 apresentam-se para os instantes exactos em que ocorrem os máximos da resposta total ($t = 3,70 \text{ s}$, para $v = 270 \text{ km/h}$ e $t = 1,60 \text{ s}$, para $v = 420 \text{ km/h}$), os contributos de cada modo de vibração.

Para $v = 270 \text{ km/h}$ o valor máximo da aceleração é atingido no instante em que a contribuição do 1º modo de vibração é máxima. Para $v = 420 \text{ km/h}$, o instante para o qual é alcançado o valor máximo da aceleração não corresponde à contribuição máxima de qualquer modo de vibração, mas sim a uma combinação das frequências de $3,15 \text{ Hz}$ e $19,62 \text{ Hz}$.

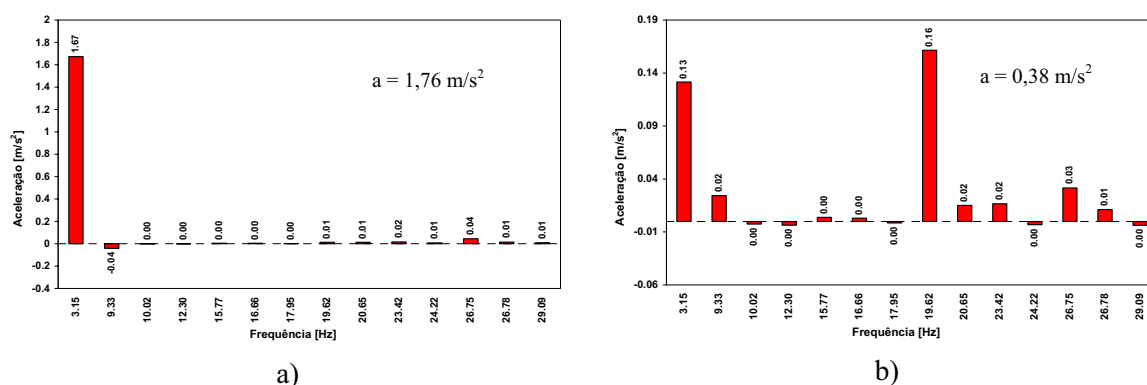
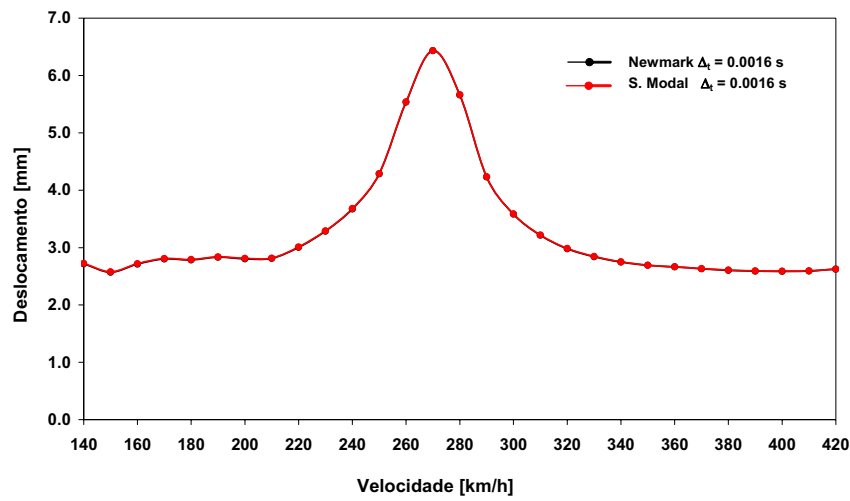


Figura 4.40 – Contribuição de cada modo de vibração na resposta da estrutura, quando é atingido o valor máxima da aceleração no nó 1527, para as velocidades de: a) $v = 270 \text{ km/h}$ e b) $v = 420 \text{ km/h}$

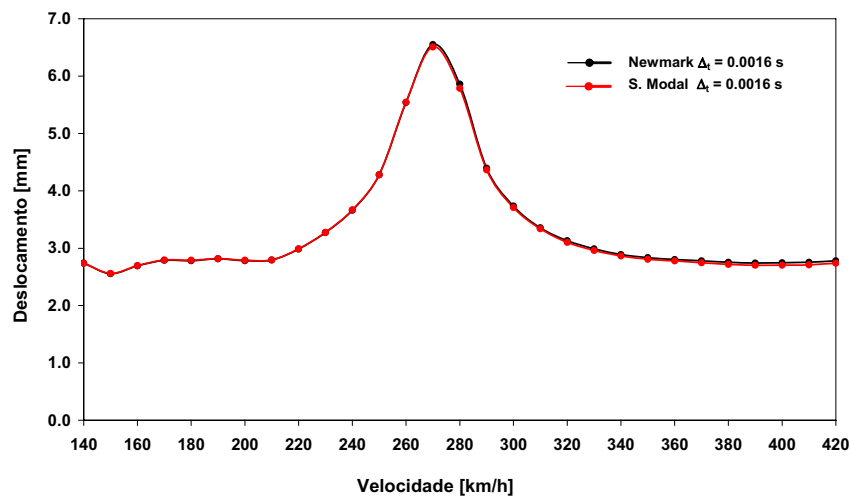
4.7.3.3 Comparação dos resultados obtidos pelos métodos de Newmark e da sobreposição modal

A comparação dos resultados das análises dinâmicas efectuadas pelos métodos da sobreposição modal e de Newmark em termos de deslocamentos máximos a meio vão, nos nós 960 e 1527, é apresentada na Figura 4.41. Os resultados relativos ao método de Newmark correspondem aos obtidos com base nos registos filtrados.

A observação da figura permite verificar a existência de uma concordância perfeita entre os resultados obtidos pelos dois métodos.



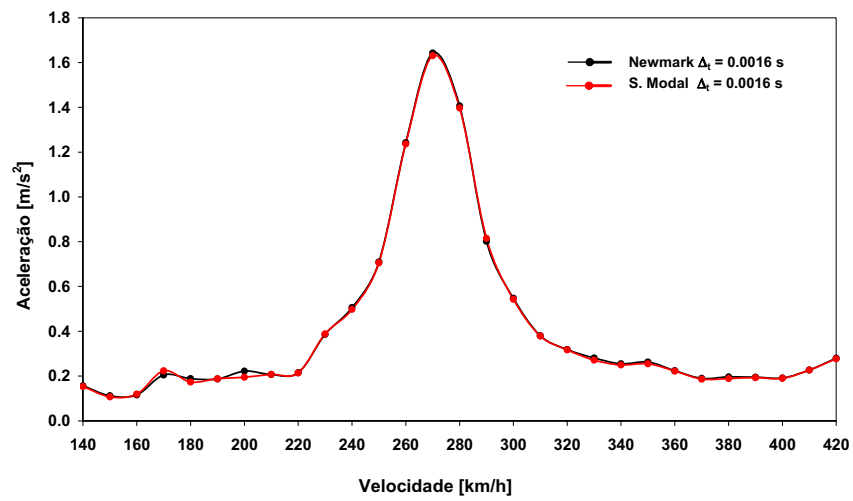
a)



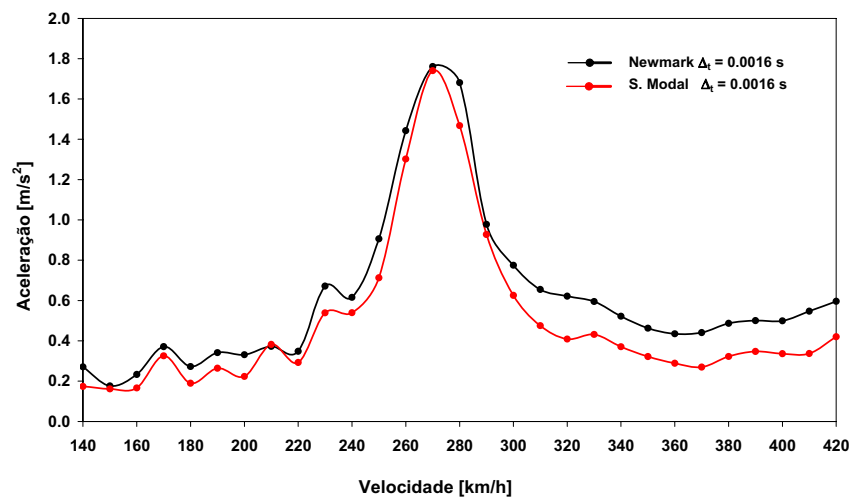
b)

Figura 4.41 - Comparação dos valores máximos do deslocamento vertical a meio vão em função da velocidade: a) nó 960 e b) nó 1527

A comparação dos resultados em termos de acelerações máximas a meio vão é apresentada, por sua vez, na Figura 4.42. Neste caso é possível observar uma concordância perfeita para o nó 960, verificando-se algumas diferenças entre os resultados obtidos para o nó 1527. Verifica-se ainda que a curva correspondente ao método de Newmark é envolvente da curva relativa ao método da sobreposição modal.



a)



b)

Figura 4.42 - Comparação dos valores máximos da aceleração vertical a meio vão em função da velocidade: a) nó 960 e b) nó 1527

Na Figura 4.43 são apresentados os registos temporais filtrados da aceleração no nó 960, obtidos com os dois métodos de integração considerados, para a velocidade de 420 km/h .

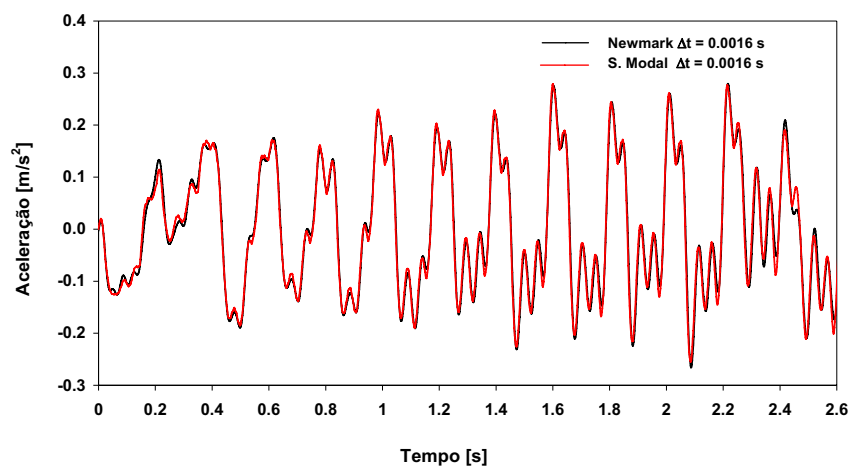


Figura 4.43 - Registos temporais da aceleração a meio vão nó 960 para a velocidade de 420 km/h, depois da aplicação de um filtro

O nó 1527, situado na laje que suporta a via, sob o caminho de cargas apresenta algumas diferenças de resultados. Esta diferença é mais vincada para velocidades superiores aos 310 km/h, sendo que o método de Newmark apresenta sempre os máximos valores das acelerações.

Através da observação da Figura 4.44, Figura 4.38 b) e Figura 4.34 a), é possível verificar a existência de diferentes contribuições dos modos de vibração, consoante se trate de análises realizadas com o método da sobreposição modal ou de Newmark.

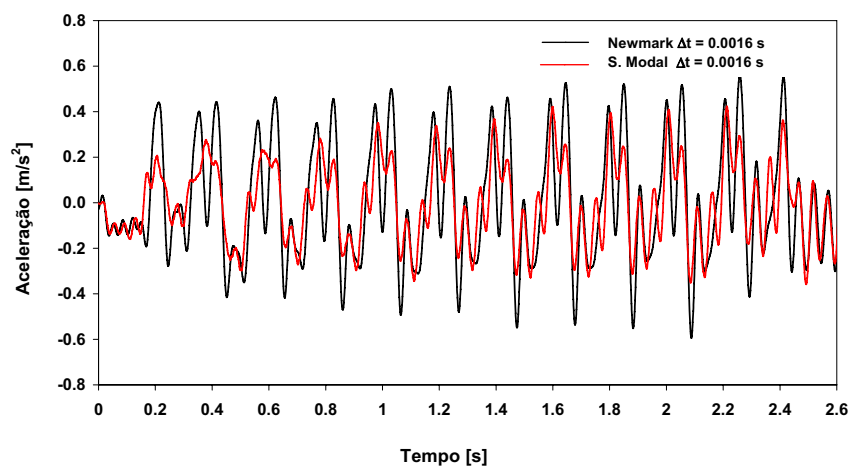


Figura 4.44 - Registos temporais da aceleração a meio vão nó 1527 para a velocidade de 420 km/h, depois da aplicação de um filtro

Esta diferença é explicada pelo facto de a análise modal utilizada no método da sobreposição modal ter sido realizada pelo método dos vectores próprios, nos quais são determinados os modos de vibração naturais da estrutura e respectivas frequências, sendo a deformação que se obtém na vibração livre decorrente da aplicação de forças de inércia que são proporcionais à distribuição de massa. Neste tipo de análise a distribuição espacial do carregamento é totalmente negligenciada, obtendo-se assim modos de vibração ortogonais ao carregamento que não participam na resposta dinâmica (Wilson, 2002).

No caso da análise modal ser efectuada pelo método dos vectores de Ritz, a deformação quase-estática devida ao carregamento já é tido em conta, o que permitiu obter registos temporais da aceleração no nó 1527 praticamente coincidentes com os obtidos através do método de Newmark (Figura 4.45)

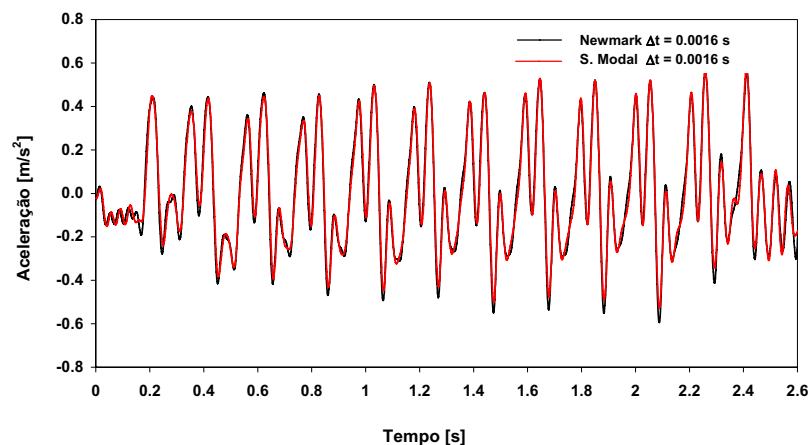


Figura 4.45 - Registos temporais da aceleração a meio vão nó 1527 para a velocidade de 420 km/h, depois da aplicação de um filtro

Na Figura 4.46 encontram-se representadas estimativas da função resposta em frequência correspondentes a registos filtrados da aceleração vertical obtidos com o método de Newmark e o método da sobreposição modal quando a análise modal foi realizada através do método dos vectores de Ritz.

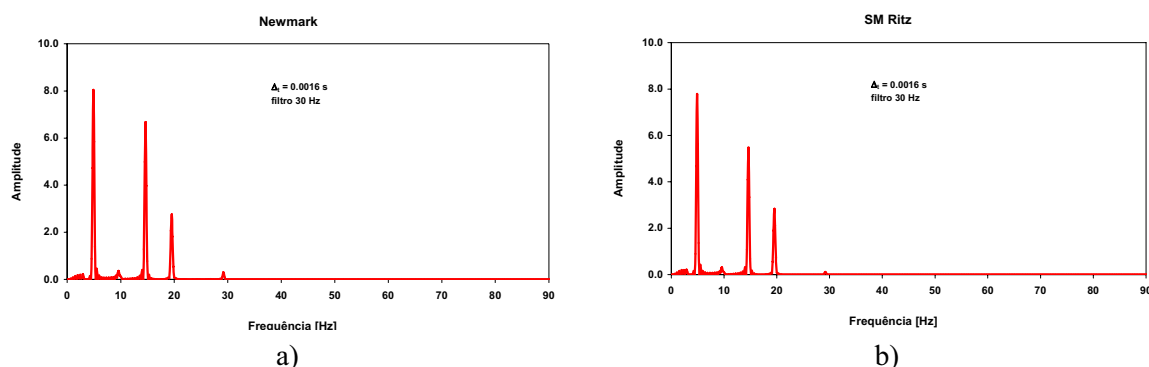


Figura 4.46 - Função de resposta em frequência para a velocidade de 420 km/h e considerando $\Delta t = 0.0016$ s: a) método de Newmark e b) método da sobreposição modal

“A dynamic analysis based on a unique set of Load Dependent Vectors yields a more accurate result than the use of the same number of exact mode shapes” (Wilson, 2002).

Um aspecto muito importante, que não está relacionado com a precisão dos resultados, prende-se com o tempo de cálculo dispendido nas análises dinâmicas efectuadas pelos dois métodos. Assim, por exemplo, o tempo de cálculo para a análise do comboio Virgin à velocidade de 420 km/h, considerando um incremento de tempo de 0,0016 s e 2540 incrementos, foi de 4,5 minutos para o método de Newmark e de apenas 4,5 s segundos para o método da sobreposição modal. No caso do método de Newmark há ainda que adicionar a este tempo o tempo de pós-processamento correspondente à aplicação de um filtro digital para eliminação do ruído numérico. Além disso, contrariamente ao método da sobreposição modal, o método de Newmark não permite a escolha livre dos coeficientes de amortecimento a adoptar para todos os modos de vibração.

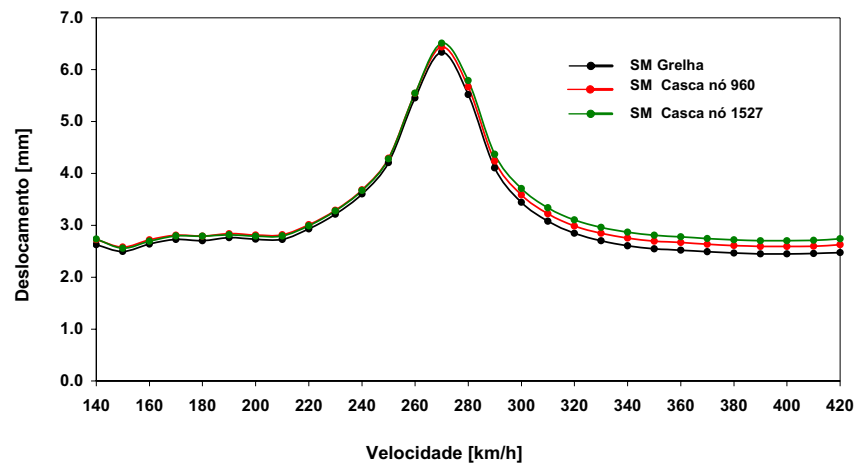
4.7.4 Comparação dos resultados obtidos por intermédio dos diferentes modelos

Nesta secção são comparados os resultados das análises dinâmicas obtidos através dos modelos de grelha e de casca.

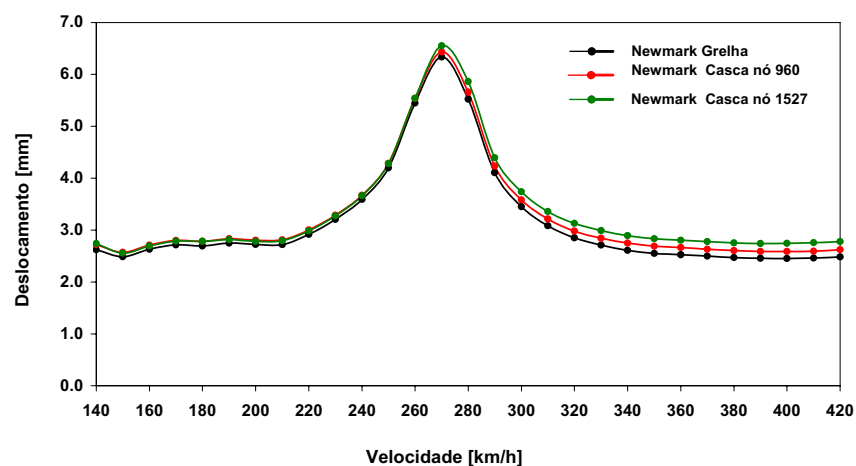
A comparação é efectuada em termos de valores máximos de deslocamento a meio vão (Figura 4.47) e aceleração a meio vão (Figura 4.48), obtidos através dos métodos de Newmark e da sobreposição modal. No caso do modelo de casca, apresentam-se resultados para dois nós, 960 e 1527.

A observação das figuras permite concluir da excelente concordância de resultados obtidos pelos modelos de grelha e de casca quando se comparam respostas associadas ao comportamento global da estrutura (curvas preta e vermelha).

Diferenças com algum significado são registadas quando se comparam as respostas associadas ao comportamento global com as respostas que incluem comportamentos locais associados a vibrações da laje superior da viga caixão (curva verde).



a)



b)

Figura 4.47 - Comparação dos valores máximos do deslocamento vertical a meio vão em função da velocidade, para os diferentes modelos, obtidos através dos métodos: a) sobreposição modal e b) Newmark

As diferenças para o pico de ressonância à velocidade de 270 km/h não ultrapassam no entanto 3% e 7%, respectivamente para respostas associadas ao comportamento global e local, tomando como referência os resultados obtidos para o modelo de grelha.

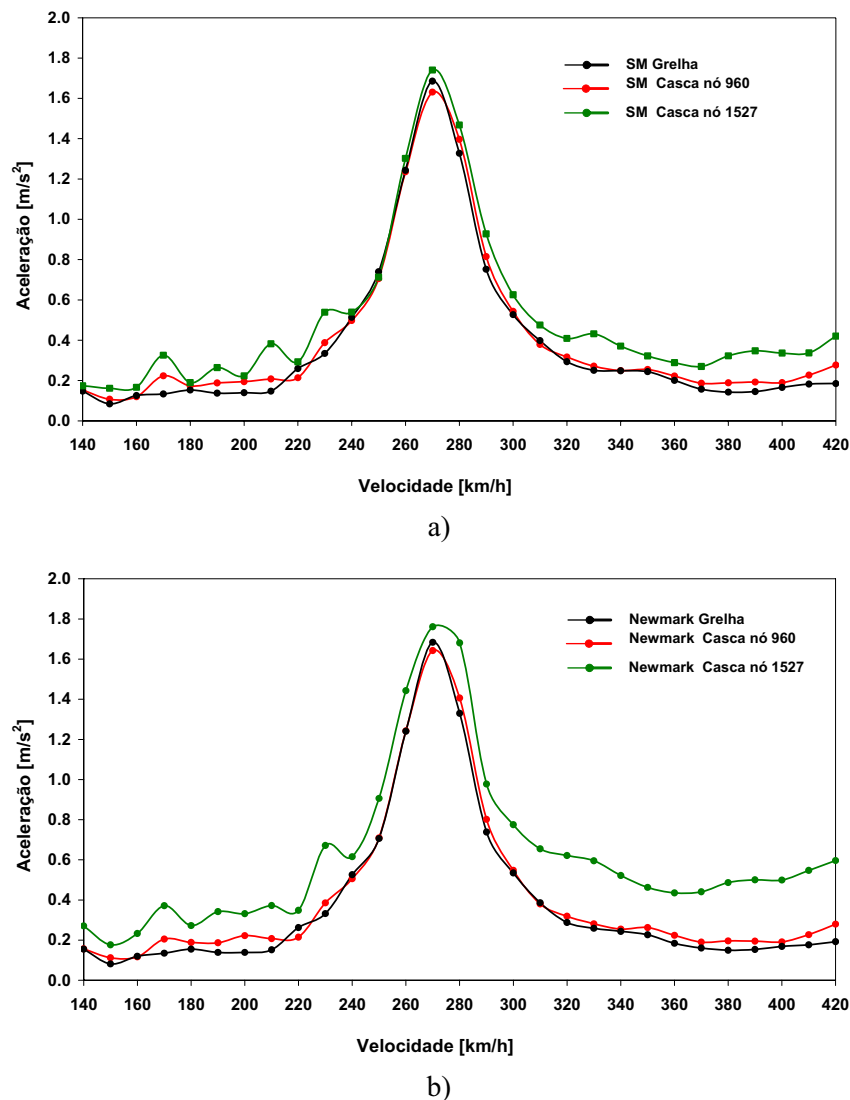


Figura 4.48 - Comparação dos valores máximos da aceleração vertical a meio vão em função da velocidade, para os diferentes modelos, obtidos através dos métodos: a) sobreposição modal e b) Newmark

4.8 CONCLUSÕES

Neste capítulo foi apresentada a modelação numérica do viaduto ferroviário del Genil, constituído por sete tramos simplesmente apoiados e cuja secção transversal é composta por uma viga caixão unicelular de betão armado pré-esforçado.

Foram desenvolvidos três tipos de modelos: i) modelos com elementos de viga disposto no eixo; ii) modelos com elementos de viga dispostos em grelha e iii) modelos com elementos finitos de casca.

Os modelos foram calibrados com base numa comparação feita, quer a nível estático, tendo por base os casos de carga peso próprio e modelo de carga LM71, quer a nível dinâmico, em função dos modos de vibração e respectivas frequências de cada um dos modelos.

Os resultados das análises estáticas referentes aos diferentes modelos são praticamente coincidentes, à excepção da rotação longitudinal a meio vão para o modelo LM71, pelo facto de o carregamento do modelo de carga LM71 só conseguir mobilizar a rigidez à torção de uma das alma da viga caixão.

Depois de realizada a calibração, os modelos com elementos de viga apresentam resultados iguais para qualquer das solicitações, pelo que resultados do modelo com elementos dispostos no eixo só serão apresentados quando facilitar o tratamento dos mesmos.

Foi ainda apresentado um estudo dinâmico preliminar, desenvolvido com o intuito de analisar a sensibilidade da resposta dinâmica da estrutura em função do método de integração utilizado na resolução do sistema de equações de equilíbrio dinâmico.

O estudo foi realizado com o comboio VIRGIN nos modelos de grelha e casca, para uma gama de velocidades [140, 420] (km/h), com o método de Newmark e da sobreposição modal, tendo sido utilizado para ambos os métodos de integração, diferentes incrementos de tempo na resolução do sistema de equações de equilíbrio dinâmico.

Os resultados foram analisados em termos de registos temporais da aceleração, valores máximos do deslocamento e aceleração vertical na secção de meio vão.

Concluiu-se que para qualquer dos modelos e métodos de integração estudados, e quando nas análises dinâmicas foram considerados modos de vibração com frequências inferiores a 30 Hz, o incremento de tempo a utilizar na resolução do sistema de equações de equilíbrio dinâmico será de $\Delta t = 0,0032 \text{ s}$ ($\approx T_n/10$). Conclui-se ainda que no caso de serem considerados modos de vibração com frequências maiores que 30 Hz, deve ser utilizado um incremento de tempo menor, ou seja, $\Delta t = 0,0016 \text{ s}$ ($\approx T_n/20$).

Os registos temporais da aceleração obtidos através de análises dinâmicas realizadas com o método de Newmark requerem a aplicação de filtros de forma a retirar a contribuição de modos com valores de frequências acima do desejado, e o ruído numérico desses mesmos registos. Se o valor da frequência de corte considerada para o filtro for próxima das frequências do sinal pode dificultar a aplicação desse filtro.

Os resultados da análise dinâmica dos efeitos globais na estrutura são praticamente coincidentes para os dois métodos de integração utilizados. No que diz respeito aos diferentes modelos, os resultados obtidos com o modelo de casca são ligeiramente superiores aos alcançados com o modelo de grelha, sendo a diferença desprezável. Pode-se

concluir que as análises dinâmicas dos efeitos globais na estrutura devem ser realizadas no modelo de grelha e pelo método da sobreposição modal, por forma a obter um menor custo computacional, para evitar a aplicação de filtros e para possibilitar a utilização de coeficientes de amortecimento iguais para todos os modos de vibração da estrutura.

A comparação dos valores máximos da aceleração vertical, permite constatar que os nós sujeitos aos efeitos locais do tabuleiro apresentam sempre valores superiores quando comparados com os nós localizados em zonas em que estes efeitos não se fazem sentir.

A análise de efeitos dinâmicos locais na estrutura apresenta resultados diferentes quando se utilizam o método de Newmark ou da sobreposição modal na resolução das equações de equilíbrio dinâmico. Foi possível concluir que a utilização do método dos vectores próprios no método da sobreposição modal provoca valores menores da aceleração quando comparados com os valores obtidos com o método de Newmark, pelo que as análises dinâmicas de efeitos locais na estrutura devem ser realizadas com o método de Newmark no caso do modelo de elementos finitos de casca, ou pelo método da sobreposição modal com a utilização do método dos vectores de Ritz.

Foi ainda possível concluir que a utilização do método dos vectores de Ritz conduz a resultados praticamente coincidentes com os obtidos através do método de Newmark, devido ao facto de ambos os métodos entrarem em linha de conta com a deformação quase-estática devida ao carregamento.

CAPÍTULO 5

ANÁLISE DETERMINÍSTICA DA RESPOSTA DINÂMICA DO VIADUTO FERROVIÁRIO DEL GENIL

5.1 INTRODUÇÃO

Neste capítulo é efectuada uma análise determinística da resposta dinâmica do viaduto ferroviário del Genil, segundo os pressupostos referidos na EN 1991-2 e EN 1990-A2.

No caso de viadutos constituídos por uma sucessão de tramos simplesmente apoiados, como é o caso do viaduto del Genil, a discretização da estrutura, para o estudo da sua resposta às acções dinâmicas provocadas pela passagem do tráfego ferroviário a alta velocidade, poderá ser realizada apenas considerando apenas um dos seus tramos.

As análises dinâmicas efectuadas sem a consideração da interacção ponte-comboio foram realizadas através da implementação de uma metodologia de cargas móveis no programa de elementos finitos SAP2000, como já foi apresentado em 3.6.

Na avaliação dos efeitos dinâmicos globais da estrutura foram utilizadas modelações através de elementos de viga dispostos no eixo, dispostos em grelha, e através de elementos finitos de casca. Os resultados e envolventes são apresentados em termos de deslocamento, aceleração e momento flector na secção de meio vão e do esforço transversal no apoio. Foram ainda calculadas as respectivas amplificações dinâmicas.

A análise de efeitos locais na estrutura teve como propósito a avaliação de factores que influenciam as acelerações de um tabuleiro constituído por uma viga caixão unicelular em betão armado pré-esforçado, tendo sido realizada através da modelação com elementos finitos de casca. As frequências e modos de vibração locais do tabuleiro, as frequências a considerar nas análises dinâmica e a distribuição transversal das cargas referente ao

comboio, foram utilizadas para analisar a sua influência na resposta dinâmica, bem como a sua distribuição espacial no tabuleiro.

O conforto dos passageiros, durante a passagem dos comboios por uma ponte, pode ser avaliado com base nos valores das acelerações nas carruagens, obtidas através da realização de análises dinâmicas que tenham em consideração o efeito da interacção entre o comboio e a própria ponte. Análises deste tipo foram realizadas com o programa Femix.

A variabilidade espacial das acelerações nas carruagens ao longo do comboio foi um dos aspectos considerados durante a elaboração deste trabalho, com o objectivo de se tentar determinar os locais mais confortáveis durante a passagem de um comboio por uma ponte. Neste caso, é importante estudar a influência que a sucessão de tramos simplesmente apoiados pode ter nas acelerações das carruagens, tendo para esse efeito sido realizadas análises dinâmicas com interacção ponte-comboio com um e cinco tramos do viaduto del Genil.

Na modelação do comboio ICE2 foram utilizados parâmetros definidos por duas fontes diferentes (ERRI D214/RP9 e Paffrath), tendo em vista estudar a influência que a variabilidade destes parâmetros tem em termos da interacção ponte-comboio, e consequentemente na aceleração vertical das carruagens. São ainda apresentados resultados obtidos com a variação de alguns parâmetros da suspensão primária e secundária, de modo a determinar a importância que cada componente do comboio tem na aceleração das carruagens.

Na secção 5.4.4 são comparados os resultados obtidos através da realização de análises dinâmicas com e sem interacção ponte-comboio.

Procedeu-se ainda à realização de análises dinâmicas com o objectivo de calcular o amortecimento adicional que é necessário introduzir nas análises dinâmicas sem interacção ponte-comboio, de modo a se obter os mesmos resultados provenientes de uma análise em que se tenha em conta essa interacção.

5.2 ANÁLISE DE EFEITOS DINÂMICOS GLOBAIS NA ESTRUTURA

5.2.1 Cenários de análise

No capítulo anterior foi possível verificar a existência de uma concordância perfeita entre os resultados obtidos pelos modelos de elementos de viga e de casca na análise dos efeitos dinâmicos globais na estrutura.

Assim, para a realização deste tipo de análises recorreu-se aos modelos de elementos de viga.

As análises dinâmicas foram efectuadas para a passagem dos comboios ICE2, EUROSTAR, TGV, TALGO, THALYS, ETR-Y e VIRGIN, e ainda dos esquemas de cargas referentes ao High Speed Load Model (HSLM). No que se refere ao HSLM, para pontes constituídas por tramos simplesmente apoiados com vãos iguais ou superiores a 7 m, o modelo a considerar é o HSLM-A. Este modelo compreende dez esquemas de cargas designados por A1 a A10.

Os comboios foram assimilados a conjuntos de cargas móveis circulando ao longo do eixo de uma das vias. A velocidade máxima no local da ponte foi admitida igual a 350 km/h, pelo que, segundo a EN 1991-2 (2003), deverão ser efectuadas análises dinâmicas para velocidades situadas no intervalo 140 km/h (≈ 40 m/s) a 420 km/h ($1,2 \times 350$ km/h).

O método seleccionado para a realização das análises dinâmicas foi o método da sobreposição modal. De acordo com a EN 1990-A2 (2005), deverão ser consideradas nas análises frequências até ao máximo de: i) 30 Hz; ii) 1,5 vezes a frequência do primeiro modo de vibração do elemento estrutural em estudo; iii) a frequência do terceiro modo de vibração do elemento estrutural. Para a ponte em estudo a frequência a considerar é então igual a 30 Hz, o que corresponde a considerar nas análises dinâmicas realizadas com os modelos de elementos de viga o contributo dos primeiros 6 modos de vibração.

No que se refere ao amortecimento, de acordo com a EN 1991-2, para uma ponte com tabuleiro em betão pré-esforçado e vão (L) superior a 20 m, o coeficiente de amortecimento estrutural (ζ) a considerar nas análises dinâmicas é igual a 1%. Este valor foi admitido para todos os modos de vibração.

5.2.2 Resultados

Os resultados obtidos através das análises dinâmicas realizadas com os modelos de elementos de viga são coincidentes, pelo que por simplicidade de tratamento de resultados, os gráficos apresentados para as grandezas deslocamento e aceleração referem-se a resultados obtidos com o modelo com elementos de viga dispostos em grelha, e os gráficos reportados às grandezas momento e esforço transverso a resultados do modelo com elementos de viga dispostos no eixo.

Na Figura 5.1 encontram-se representados os registos dos deslocamentos verticais estáticos a meio vão para os comboios THALYS (articulado), TALGO (regular), VIRGIN (convencional) e para o modelo de cargas HSLM A7, em função do espaço percorrido.

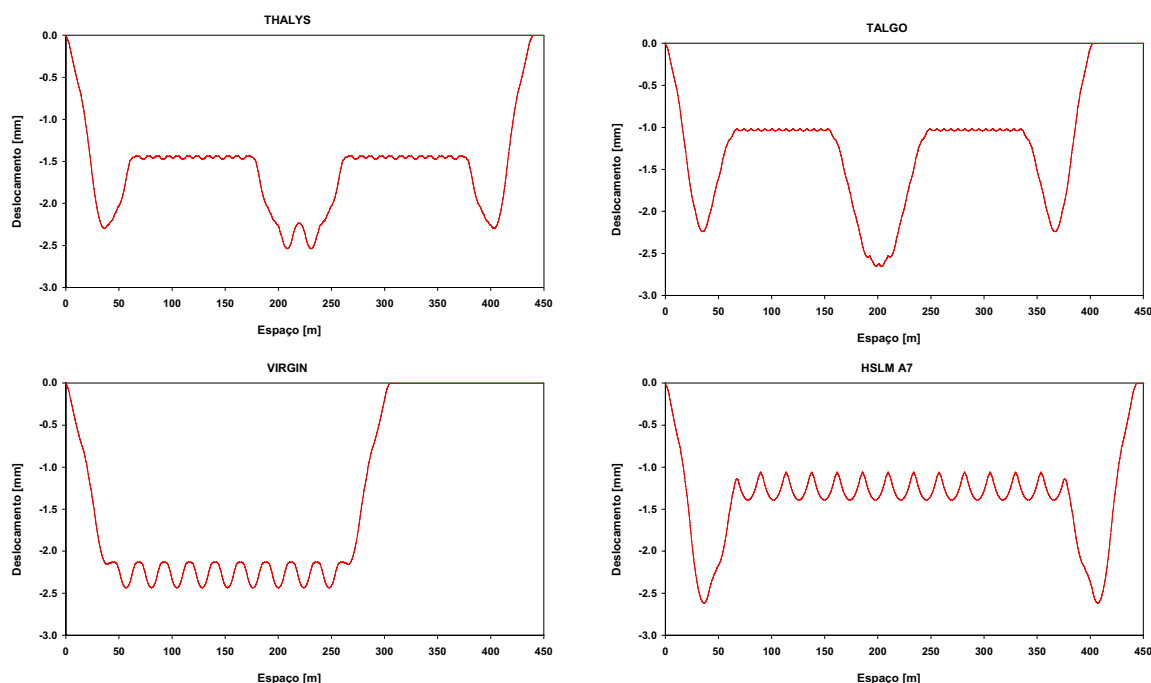


Figura 5.1 - Registos dos deslocamentos verticais estáticos a meio vão, em função do espaço percorrido

Para o comboio THALYS, o deslocamento máximo é obtido quando as cargas intermédias se situam sobre a estrutura. Este facto deve-se ao menor espaçamento destas cargas, em comparação com a distância regular entre os eixos que é de 18,7 m. São ainda visíveis picos de deslocamentos obtidos com a passagem das cargas extremas pela ponte.

Os valores máximos para o comboio TALGO são alcançados para situações idênticas à do comboio THALYS.

Os quatro eixos de uma qualquer carruagem do comboio VIRGIN, colocados simetricamente em relação ao meio vão da ponte, em conjunto com os dois eixos mais

próximos das carruagens adjacentes, provocam os deslocamentos verticais máximos a meio vão (Figura 5.2).

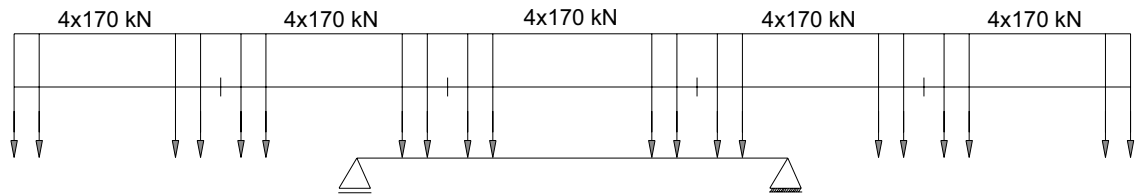


Figura 5.2 – Posições dos eixos do comboio VIRGIN que provocam o valor máximo do deslocamento vertical na secção de meio vão

Para o modelo de cargas HSLM A7 os deslocamentos máximos são obtidos para os eixos de uma locomotiva extrema associada aos dois primeiros eixos da carruagem adjacente, sobre a ponte.

Os registos dos momentos a meio vão para os comboios reais devidos a acção estática, em função do espaço percorrido, encontram-se, por sua vez, representados na Figura 5.3

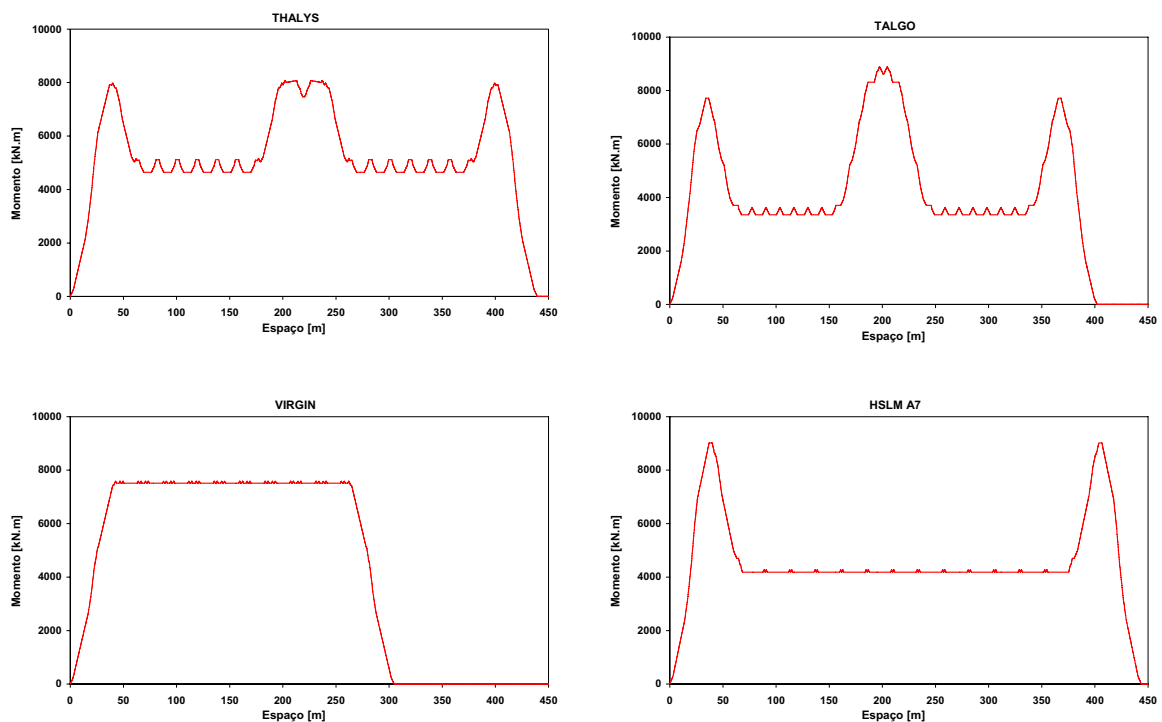


Figura 5.3 - Registos dos momentos estáticos a meio vão, em função do espaço percorrido

Os valores máximos do momento a meio vão com os comboios THALYS e TALGO são obtidos com a sua colocação em posições próximas das que permitiram obter os valores máximos do deslocamento na secção de meio vão.

A colocação a meio vão da ponte de um eixo extremo de uma qualquer carruagem do comboio VIRGIN permite que todos os restantes eixos da mesma carruagem contribuam para a resposta da estrutura em termos de momentos. Através deste posicionamento, e considerando ainda os efeitos de três dos quatro eixos de uma carruagem adjacente, são obtidos os valores máximos do momento a meio vão (Figura 5.4)

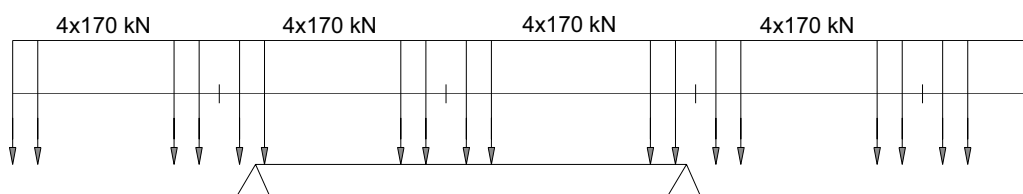


Figura 5.4 – Posições dos eixos do comboio VIRGIN que provocam o valor máximo do momento na secção de meio vão

O comboio regular VIRGIN apresenta um afastamento de 23,9 m entre grupos de eixos regularmente espaçados. Cada tramo do viaduto tem um comprimento de 46 m, o que faz com que a partir do instante da entrada da primeira carruagem, e até à saída da última, o registo dos momentos na secção de meio vão seja praticamente constante.

A menor distância entre os eixos das locomotivas do modelo de cargas HSLM A7, em comparação com as distâncias referentes aos eixos das carruagens, faz com que o máximo momento a meio vão seja obtido com a presença na ponte dos quatro eixos de uma das locomotivas e dois dos eixos mais próximos da carruagem adjacente. O facto referido no parágrafo anterior, em relação à estabilização dos momentos a meio vão, mantém-se válido para a passagem das carruagens do comboio A7 (o afastamento entre grupos de eixos regularmente espaçados para o modelo de cargas HSLM A7 é de 24,0 m).

Na Figura 5.5 encontram-se representados, finalmente, os registos dos esforços transversos estáticos no apoio, para os comboios THALYS, TALGO, VIRGIN e para o modelo de cargas HSLM A7, em função do espaço percorrido.

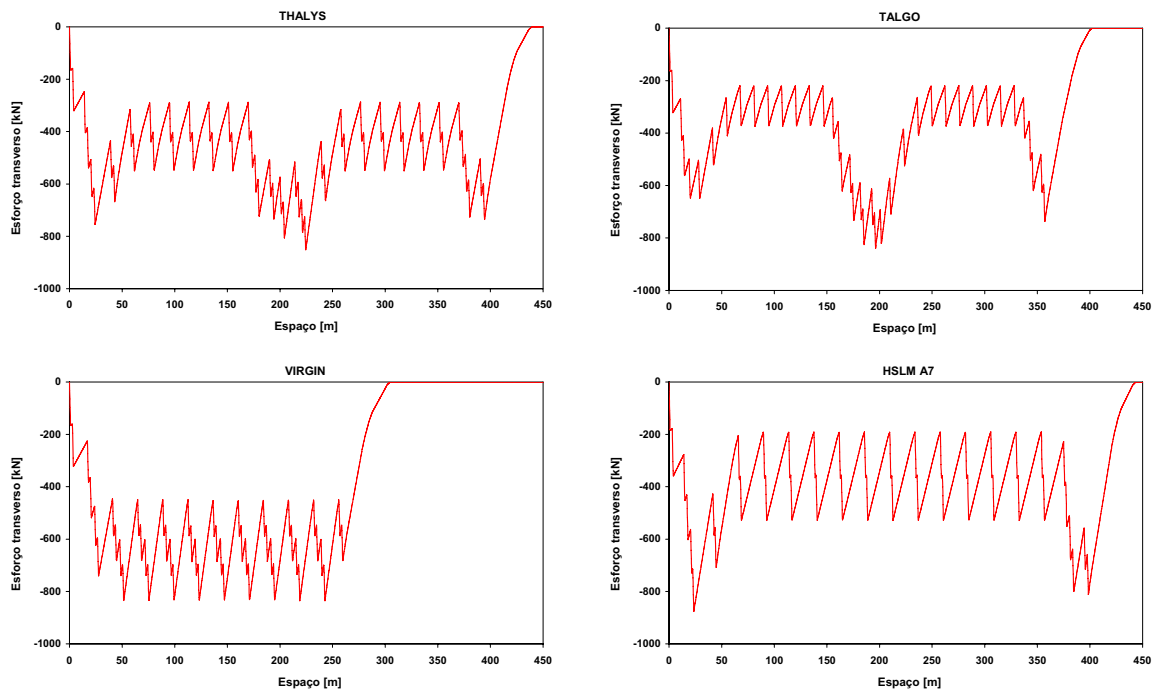


Figura 5.5 - Registos dos esforços transversos estáticos no apoio, em função do espaço percorrido

A passagem do comboio THALYS pela ponte provoca um esforço transversal máximo no apoio quando o último eixo de uma carruagem se encontra situado junto a este, e é seguido por 8 eixos pertencentes às locomotivas intermédias. Tal como acontece para o deslocamento vertical e momento a meio vão, registam-se picos de esforço transversal provocados pela passagem das locomotivas extremas.

A menor distância existente entre os eixos das locomotivas intermédias faz com que o máximo esforço transversal no apoio, provocado pela passagem do comboio TALGO, seja obtido com a presença na ponte dos 9 eixos das referidas locomotivas.

Para o comboio VIRGIN o máximo esforço transversal no apoio é obtido na situação em que dois eixos extremos de uma qualquer carruagem se situam junto ao apoio e com a presença de mais 6 eixos de outras duas carruagens (Figura 5.6)

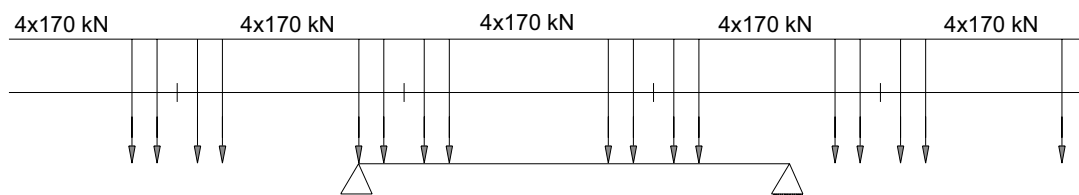


Figura 5.6 – Posições dos eixos do comboio VIRGIN que provocam o valor máximo do esforço transversal na secção do apoio

A colocação dos eixos de uma das locomotivas junto ao apoio, seguida de dois dos eixos da carruagem anterior a esta, provoca o máximo esforço transversal no apoio para o modelo de cargas HSLM A7.

No Quadro 5.1 apresentam-se os valores máximos (em módulo) do deslocamento a meio vão (u_z), momento a meio vão (M) e esforço transversal no apoio (V), obtidos através de uma análise estática para os quatro comboios referidos anteriormente.

Quadro 5.1 - Valores máximos (em módulo) do deslocamento a meio vão, momento a meio vão e esforço transversal no apoio

Comboio	u_z (mm)	M (kN.m)	V (kN)
THALYS	2,54	8080,9	851,0
TALGO	2,65	8897,1	837,7
VIRGIN	2,44	7590,4	834,8
HSLM A7	2,62	9020,3	875,1

Na Figura 5.7 encontram-se representados os registos temporais, para duas velocidades, do deslocamento e da aceleração a meio vão para os comboios THALYS, TALGO, VIRGIN e para o modelo de cargas HSLM A7.

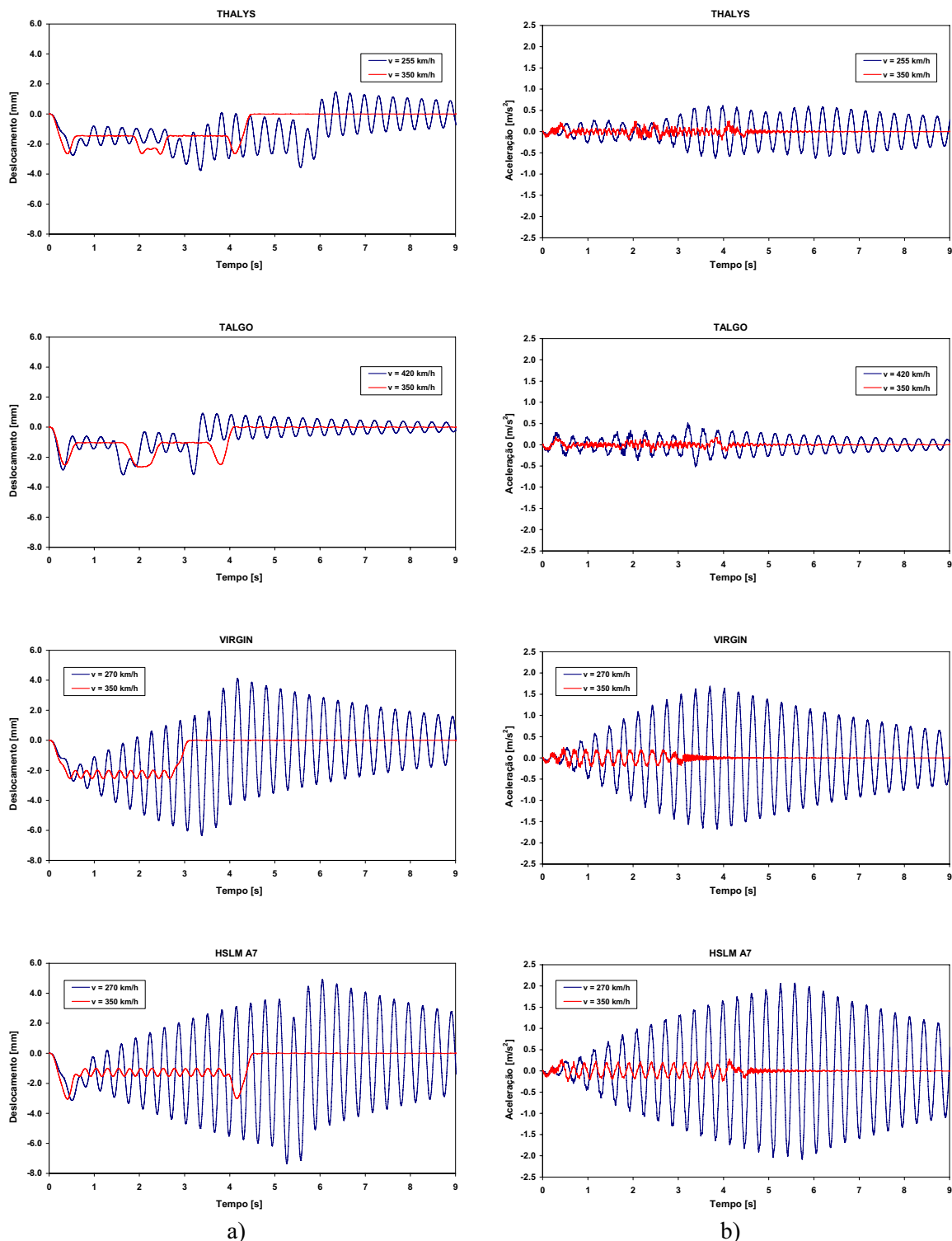


Figura 5.7 - Registos temporais do a) deslocamento e b) aceleração vertical a meio vão para a velocidade de 350 km/h e uma velocidade de ressonância da estrutura para cada um dos comboios

Para as mesmas velocidades e os mesmos comboios, são apresentados na Figura 5.8 os registos temporais do momento a meio vão e do esforço transverso no apoio.

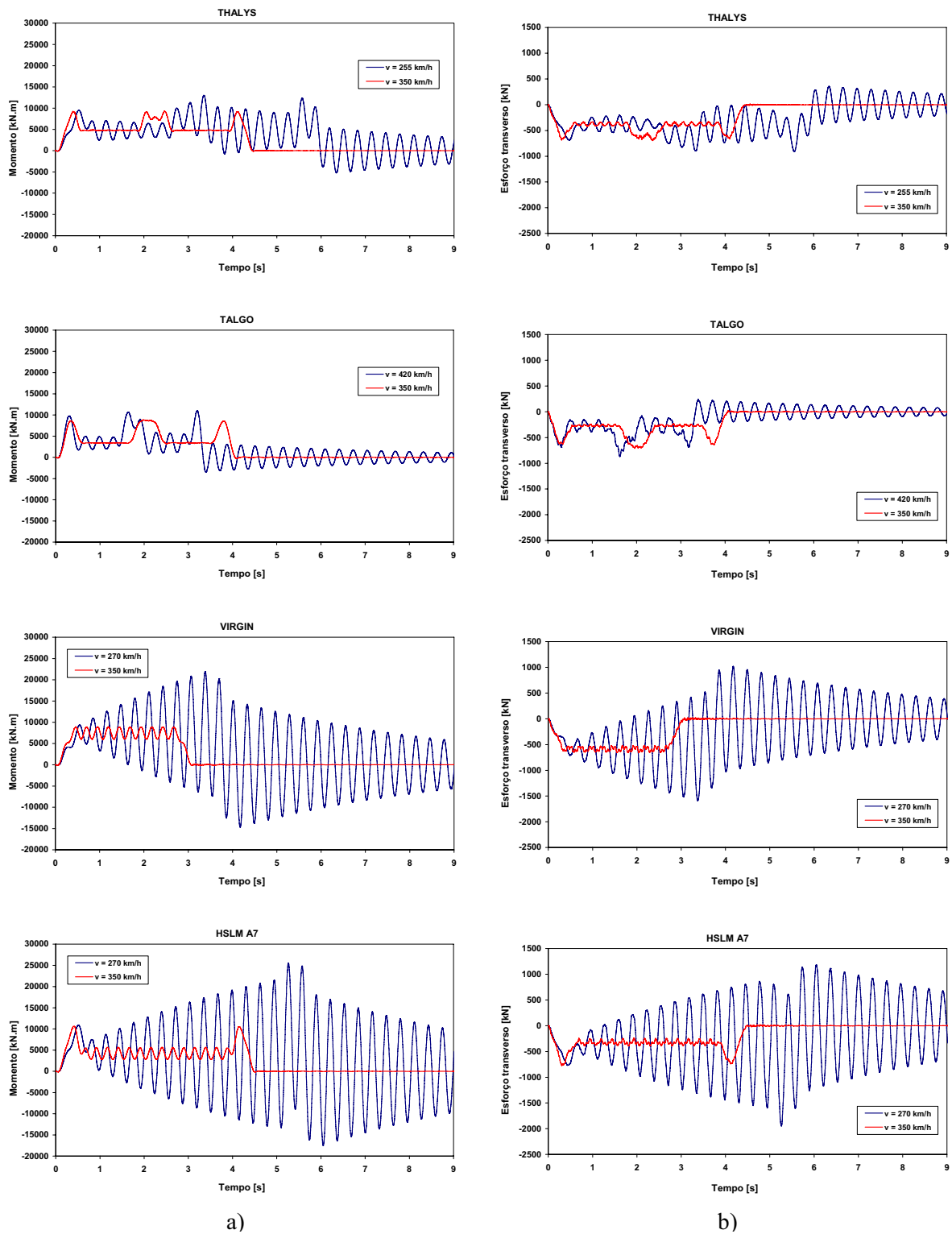


Figura 5.8 - Registos temporais do a) momento a meio vão e b) esforço transverso no apoio para a velocidade 350 km/h e uma velocidade de ressonância da estrutura para cada um dos comboios

Os registos foram obtidos para a velocidade de circulação de 350 km/h e para a velocidade de ressonância associada ao maior pico da resposta de cada um dos comboios THALYS, TALGO, VIRGIN e modelo de cargas HSLM A7.

O crescimento da resposta com a passagem dos grupos de eixos igualmente espaçados pertencentes às carruagens é particularmente visível para o comboio VIRGIN e para o modelo de cargas HSLM A7.

5.2.3 Envolventes

Na Figura 5.9 e Figura 5.10 estão representados os valores máximos do deslocamento a meio vão para os sete comboios reais e para os dez esquemas de cargas do modelo HSLM A.

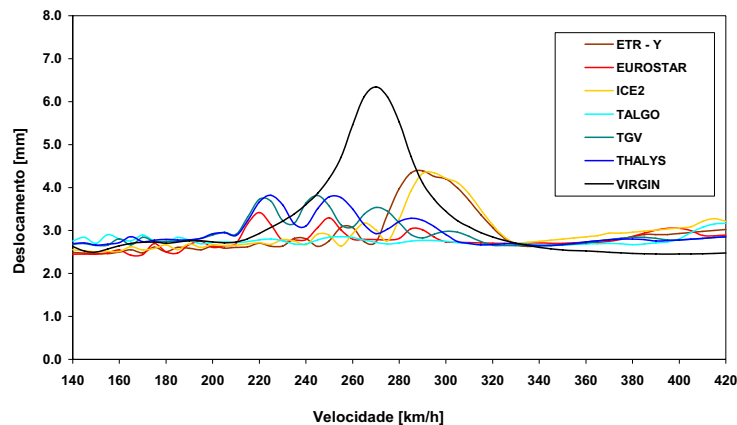


Figura 5.9 - Valores máximos do deslocamento a meio vão para os comboios reais, em função da velocidade

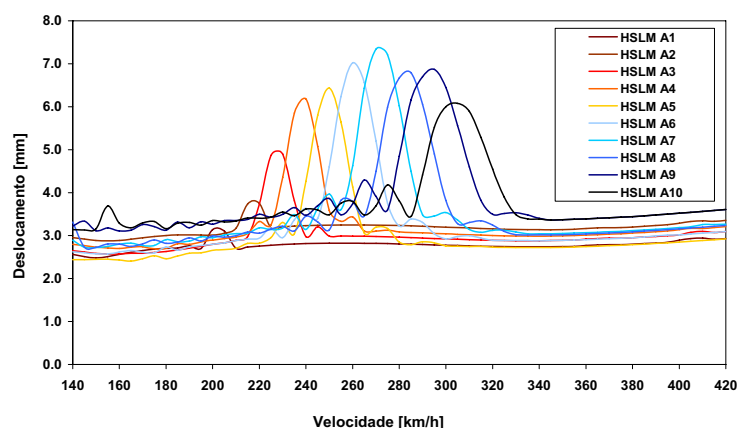


Figura 5.10 - Valores máximos do deslocamento a meio vão para os esquemas de carga do modelo HSLM A, em função da velocidade

No que diz respeito aos comboios reais, o valor máximo do deslocamento vertical a meio vão é obtido para a passagem do comboio VIRGIN à velocidade de 270 km/h, sendo igual a 6,34 mm.

Os comboios ETR-Y e ICE2 apresentam os segundos picos mais relevantes, mas já com valores cerca de 70% dos obtidos para a passagem do comboio VIRGIN.

No que se refere ao modelo de cargas HSLM A o valor máximo do deslocamento vertical a meio vão (7,34 mm) foi obtido igualmente para a velocidade de ressonância de 270 km/h, correspondente à passagem do comboio A7.

As respostas da estrutura traduzidas em valores máximos do momento a meio vão para os comboios reais e para os esquemas de cargas do modelo HSLM A, são apresentadas na Figura 5.11 e na Figura 5.12.

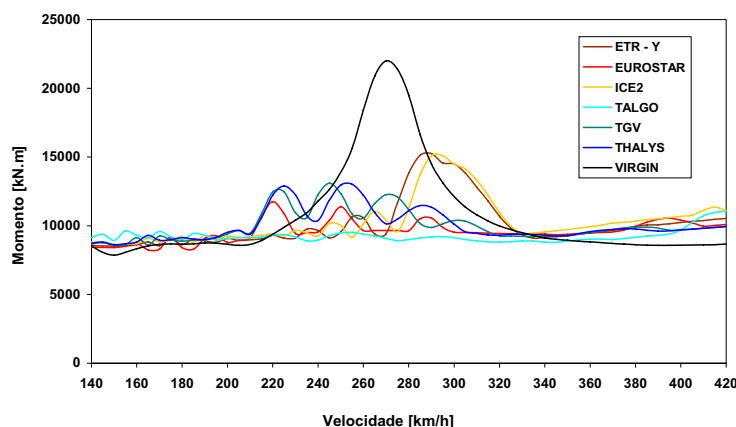


Figura 5.11 - Valores máximos do momento a meio vão para os comboios reais, em função da velocidade

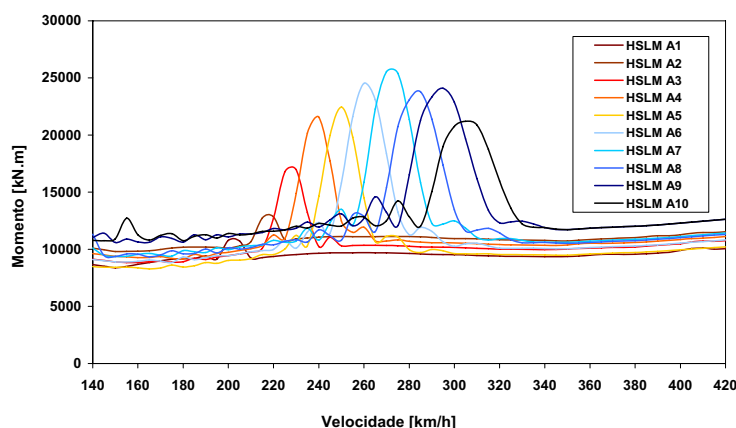


Figura 5.12 - Valores máximos do momento a meio vão para os esquemas de carga do modelo HSLM A, em função da velocidade

A observação das figuras permite retirar conclusões similares às que foram retiradas para o deslocamento a meio vão.

O valor máximo do momento na secção de meio vão para a passagem dos comboios reais é igual a 21977 kN.m e foi obtido para o comboio VIRGIN à velocidade de 270 km/h. Este valor corresponde a 86% do momento máximo para o esquema de cargas HSLM A7 (25541 kN.m) obtido para a mesma velocidade.

Na Figura 5.13 e Figura 5.14 estão representados os valores máximos do esforço transversal no apoio para os comboios reais e para os esquemas de cargas do HSLM A.

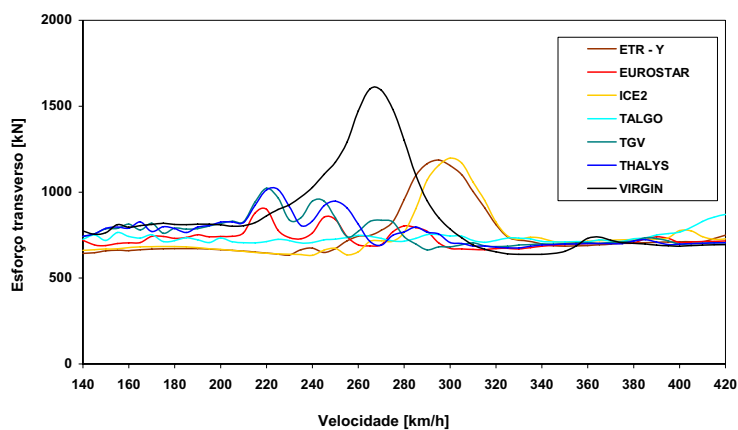


Figura 5.13 - Valores máximos do esforço transversal no apoio para os comboios reais, em função da velocidade

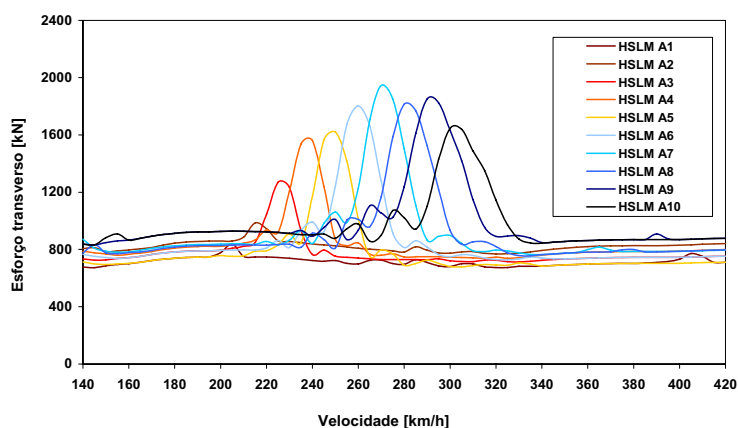


Figura 5.14 - Valores máximos do esforço transversal no apoio para os esquemas de cargas do modelo HSLM A, em função da velocidade

A análise e comparação dos resultados obtidos, para as grandezas referidas anteriormente, permitem concluir que é para o esforço transversal na secção do apoio que se obtêm as

menores diferenças entre picos de valores, quer para os comboios reais, quer para o modelo de cargas HSLM A.

Os valores máximos do esforço transversal para os comboios ETR-Y e ICE2, 1186 kN e 1197 kN respectivamente, representam cerca de 75% do valor obtido para o comboio VIRGIN, que foi de 1599 kN.

Os valores máximos da aceleração a meio vão em função da velocidade, no alinhamento sob o eixo da via carregada do modelo de grelha para os comboios reais e para o modelo de cargas HSLM A, estão representadas na Figura 5.15 e Figura 5.16.

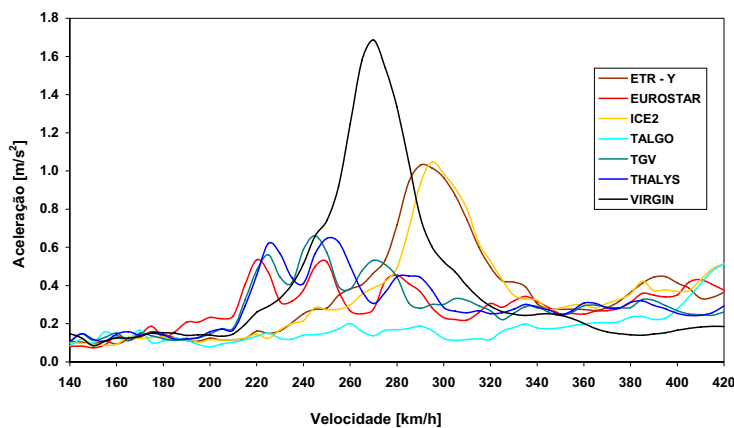


Figura 5.15 - Valores máximos da aceleração a meio vão para os comboios reais, em função da velocidade

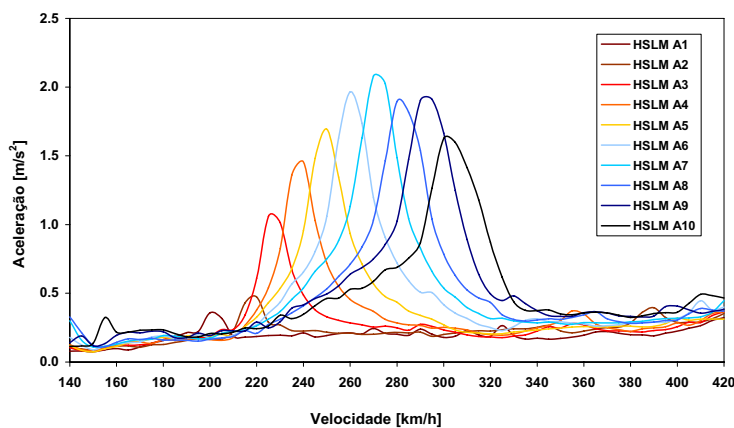


Figura 5.16 - Valores máximos da aceleração a meio vão para os esquemas de cargas do modelo HSLM A, em função da velocidade

Em termos de acelerações, os valores máximos obtidos para os comboios ETR-Y e ICE2, 1,03 e 1,05 m/s² para as velocidades de 290 e 295 km/h, representam apenas cerca de 60% do valor máximo obtido para o comboio VIRGIN, 1,69 m/s², à velocidade de 270 km/h

No Quadro 5.2 encontram-se indicados os valores máximos das grandezas anteriormente referidas, para os comboios reais e para os esquemas de carga do modelo HSLM A.

Quadro 5.2 - Valores máximos do deslocamento, aceleração e momento a meio vão e esforço transversal no apoio, para os comboios reais e modelo de carga HSLM A

Comboio	u_z (mm)	a_z (m/s ²)	M (kN.m)	V (kN)
ETR-Y	4,39	1,03	15247	1186
EUROSTAR	3,42	0,53	11747	900
ICE2	4,34	1,05	15094	1197
TALGO	3,17	0,51	11047	870
TGV	3,81	0,66	13096	1023
THALYS	3,82	0,65	13017	1015
VIRGIN	6,34	1,69	21977	1599
HSLM A1	3,14	0,36	10768	838
HSLM A2	3,75	0,47	12834	985
HSLM A3	4,90	1,06	16972	1268
HSLM A4	6,18	1,45	21560	1562
HSLM A5	6,44	1,69	22444	1621
HSLM A6	7,02	1,96	24516	1802
HSLM A7	7,34	2,08	25541	1946
HSLM A8	6,79	1,89	23801	1814
HSLM A9	6,87	1,91	24091	1851
HSLM A10	6,08	1,63	21199	1646

Na Figura 5.17 são apresentadas as envolventes das grandezas consideradas, para os comboios reais e para o modelo de cargas HSLM A, em função da velocidade.

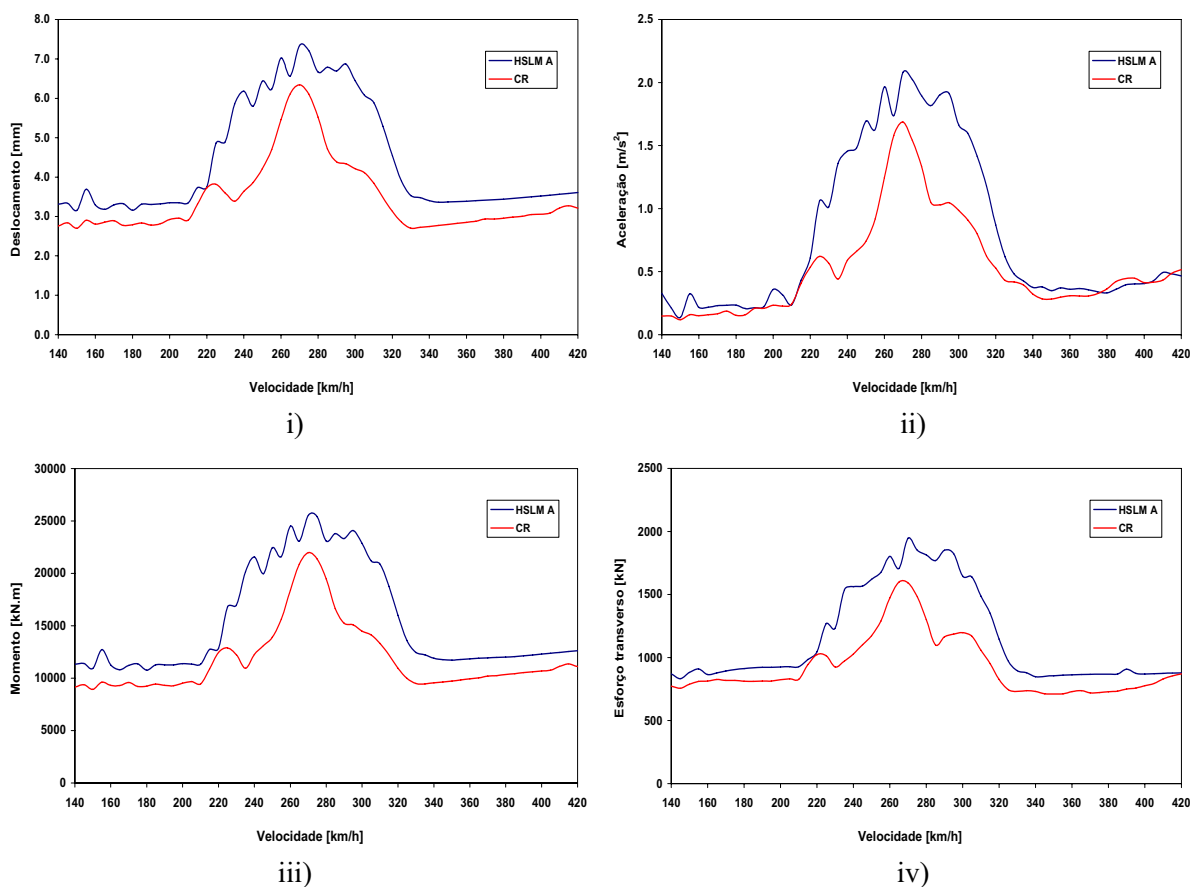


Figura 5.17 – Comparação das envolventes em termos de i) deslocamento; ii) aceleração; iii) momento a meio vão e iv) esforço transversal no apoio, relativos a comboios reais e ao modelo de carga HSLM A

Da análise do Quadro 5.2 e da observação da Figura 5.17 é possível retirar as seguintes conclusões:

- i) o valor máximo das quatro grandezas consideradas é obtido com a passagem do comboio A7, pertencente ao modelo de cargas HSLM A, à velocidade de 270 km/h;
- ii) a relação entre os valores máximos das respostas, obtidas com o modelo de cargas HSLM A e com comboios reais é de: 1,16 para o deslocamento e momento na secção de meio vão; 1,21 para o esforço transversal na secção do apoio e 1,23 para a aceleração na secção de meio vão;
- iii) os resultados alcançados com os comboios A5 a A9 do modelo de cargas HSLM A cobrem sempre os máximos valores obtidos com a passagem dos comboios reais, para as quatro grandezas consideradas;
- iv) o comboio A5 (cargas por eixo de 170 kN e afastamento entre eixos das carruagens de 22,0 m) tem o pico de ressonância para a velocidade de 250 km/h e apresenta

valores muito similares aos obtidos para o comboio real VIRGIN (cargas de 170 kN e afastamento entre eixos de 23,9 m): para o A5 obteve-se, 6,44 mm, $1,69 \text{ m/s}^2$, 22444 kN.m, 1599 kN e para o VIRGIN, 6,34 mm, $1,69 \text{ m/s}^2$, 21977 kN.m, 1621 kN, respectivamente, para deslocamentos, acelerações, momentos e esforço transversos;

- v) as envolventes do modelo de cargas HSLM A, em termos de deslocamento e momento a meio vão e esforço transversal no apoio, cobrem totalmente a envolvente originada pelos comboios reais. Apenas para a velocidade de 220 km/h para deslocamentos e momentos a meio vão, e para as velocidades de 220 e 420 km/h para o esforço transversal no apoio, os valores das duas envolventes são praticamente coincidentes;
- vi) apenas para a aceleração a meio vão e para algumas velocidades fora da ressonância, os comboios reais apresentam valores ligeiramente superiores aos alcançados com o modelo de cargas HSLM A, sendo a maior diferença (17%) alcançada para a velocidade de 385 km/h, ($0,42 \text{ m/s}^2$ com o comboio ICE2 e $0,36 \text{ m/s}^2$ com a passagem do comboio A2).

No Quadro 5.3 encontram-se indicadas as velocidades de ressonância associadas ao maior pico da resposta de cada um dos comboios reais e modelo de carga HSLM A.

Para os comboios TGV e THALYS, estas velocidades não são obtidas com a passagem do maior número de carruagens com eixos igualmente espaçados ($D = 18,7 \text{ m}$), mas sim para as quatro carruagens intermédias.

Quadro 5.3 – Velocidades de ressonância associadas ao maior pico da resposta de cada um dos comboios reais e modelo de carga HSLM A

Comboio	D (m)	Modo de vibração	Velocidade (km/h)
ETR-Y	26,2	1º Flexão vertical (FV)	297,1
EUROSTAR	18,7	1º Flexão vertical (FV)	212,1
ICE2	26,4	1º Flexão vertical (FV)	299,4
TALGO	13,1	1º Flexão vertical (FV)	149,0
TGV	21,9	1º Flexão vertical (FV)	247,8
THALYS	21,9	1º Flexão vertical (FV)	247,8
VIRGIN	23,9	1º Flexão vertical (FV)	271,0
HSLM A1	18,0	1º Flexão vertical (FV)	204,1
HSLM A2	19,0	1º Flexão vertical (FV)	215,5
HSLM A3	20,0	1º Flexão vertical (FV)	226,8
HSLM A4	21,0	1º Flexão vertical (FV)	238,1
HSLM A5	22,0	1º Flexão vertical (FV)	249,5
HSLM A6	23,0	1º Flexão vertical (FV)	260,8
HSLM A7	24,0	1º Flexão vertical (FV)	272,2
HSLM A8	25,0	1º Flexão vertical (FV)	283,5
HSLM A9	26,0	1º Flexão vertical (FV)	294,8
HSLM A10	27,0	1º Flexão vertical (FV)	306,2

5.2.4 Factores de amplificação dinâmica

No Quadro 5.4 apresentam-se os coeficientes de amplificação dinâmica obtidos para os comboios reais e para o modelo de cargas HSLMA, definidos através das seguintes expressões:

- i) deslocamento a meio vão

$$(1 + \varphi)_{u_z} = \frac{u_{z,dyn}}{u_{z,sta}} \quad (5.1)$$

ii) momento a meio vão

$$(1 + \phi)_M = \frac{M_{dyn}}{M_{sta}} \quad (5.2)$$

iii) esforço transversal no apoio

$$(1 + \phi)_V = \frac{V_{dyn}}{V_{sta}} \quad (5.3)$$

Quadro 5.4 - Coeficientes de amplificação dinâmica relativos ao deslocamento e ao momento a meio vão e ao esforço transversal no apoio

Comboio	$(1 + \phi)_{u_z}$	$(1 + \phi)_M$	$(1 + \phi)_V$	$(1 + \phi)_V / (1 + \phi)_M$
ETR-Y	1,89	1,89	1,56	0,83
EUROSTAR	1,47	1,45	1,17	0,81
ICE2	1,82	1,82	1,53	0,84
TALGO	1,20	1,24	1,04	0,84
TGV	1,50	1,62	1,20	0,74
THALYS	1,51	1,61	1,19	0,74
VIRGIN	2,60	2,90	1,92	0,66
HSLM A1	1,27	1,25	1,06	0,85
HSLM A2	1,32	1,31	1,10	0,84
HSLM A3	1,96	1,94	1,53	0,79
HSLM A4	2,38	2,37	1,83	0,77
HSLM A5	2,75	2,78	2,07	0,74
HSLM A6	2,83	2,87	2,17	0,76
HSLM A7	2,81	2,83	2,22	0,78
HSLM A8	2,61	2,65	2,10	0,79
HSLM A9	2,38	2,42	1,91	0,79
HSLM A10	2,10	2,13	1,70	0,80

A observação do quadro permite verificar que, à excepção do comboio VIRGIN, existe uma forte concordância em termos dos coeficientes de amplificação dinâmica relativos ao deslocamento e ao momento flector a meio vão.

A diferença para o comboio VIRGIN surge como consequência do momento flector máximo estático não ocorrer na secção de meio vão, mas sim a uma distância de 4 m desta, o que não se verifica para o deslocamento estático máximo que acontece na secção de meio vão.

Sendo os coeficientes de amplificação dinâmico calculados para a mesma secção, obtém-se uma diferença significativa, 2,60 para deslocamentos e de 2,90 para momentos na secção de meio vão, para o comboio VIRGIN.

Valores distintos dos coeficientes de amplificação dinâmica foram obtidos para o esforço transversal no apoio.

A EN 1991-2 apresenta a mesma expressão para o cálculo dos coeficientes dinâmicos relativos a diferentes grandezas. Na norma UIC 776-1 (1979), adoptada pelo RSA (1983), são apresentadas expressões distintas para o coeficiente dinâmico para esforços transversos (5.4) e momentos flectores (5.5).

$$\Phi_1 = \frac{0,96}{\sqrt{L_\phi} - 0,2} + 0,88 \quad (5.4)$$

$$\Phi_2 = \frac{1,44}{\sqrt{L_\phi} - 0,2} + 0,82 \quad (5.5)$$

Aplicando ao caso em estudo, obteríamos uma relação $\frac{\phi_1}{\phi_2} = 0,988$.

No Quadro 5.4 encontram-se indicados os valores da razão entre os coeficientes dinâmicos relativos ao esforço transversal e ao momento flector, situados entre 0,66 e 0,85.

Estes resultados sugerem a adopção de diferentes coeficientes dinâmicos, com uma redução do coeficiente dinâmico para esforços transversos.

5.3 ANÁLISE DE EFEITOS DINÂMICOS LOCAIS NA ESTRUTURA

5.3.1 Cenários de análise

Viadutos constituídos por tabuleiros cuja secção transversal seja em viga caixão podem apresentar acelerações excessivas na laje superior, devido à passagem de tráfego ferroviário a alta velocidade que pode levar à instabilidade do balastro.

Este tipo de tabuleiro apresenta grandes vãos para a laje superior entre almas (podem chegar aos 7,0 m), e para as consolas de ambos os lados do caixão (para um tabuleiro com 14 m largura, cada consola pode apresentar um vão de 3,0 m).

A EN 1990-A2 define que a aceleração máxima no tabuleiro de uma ponte balastrada, calculada ao longo de cada via, não deve ultrapassar os $3,5 \text{ m/s}^2$, de modo a ser garantida a segurança da circulação. Nada é referido em relação a localização dos pontos de controlo da aceleração na secção transversal dos tabuleiros das pontes.

Deste modo a distribuição das acelerações ao longo da secção transversal do tabuleiro deve ser analisada e estudada a influência que o comportamento local do caixão tem na resposta deste tipo de estrutura.

Todas as análises dinâmicas realizadas nos modelos com elementos de viga foram executadas nos modelos de elementos finitos de casca.

Para além destas, e em consequência da análise dinâmica preliminar, foram efectuadas análises com a passagem do comboio A7 pertencente ao modelo de carga HSLM, por este ser o que apresenta maiores valores em termos de aceleração a meio vão da ponte, sendo a resolução do sistema de equações de equilíbrio dinâmico realizada pelo método de integração directa de Newmark, com um incremento de tempo de $0,0016 \text{ s}$ ($\approx T/20$). As velocidades consideradas situam-se no intervalo de 140 a 420 km/h com incrementos de 10 km/h.

5.3.2 Frequências e modos de vibração locais do tabuleiro

Na Figura 5.18 são apresentados os deslocamentos modais na laje superior da viga caixão, referentes aos primeiros 20 modos de vibração do tabuleiro. As primeiras cinco imagens e a 13ª imagem dizem respeito a configurações de modos globais do tabuleiro, estando as restantes, relacionadas com modos locais de vibração.

Da observação da figura é possível aferir a diferente influência que os modos de vibração local têm na aceleração vertical, de nós pertencentes à mesma secção transversal. É ainda possível concluir que as zonas centrais e extremas da viga caixão, por se tratarem de zonas mais flexíveis, apresentam deslocamentos modais superiores às zonas localizadas junto às almas da mesma viga caixão.

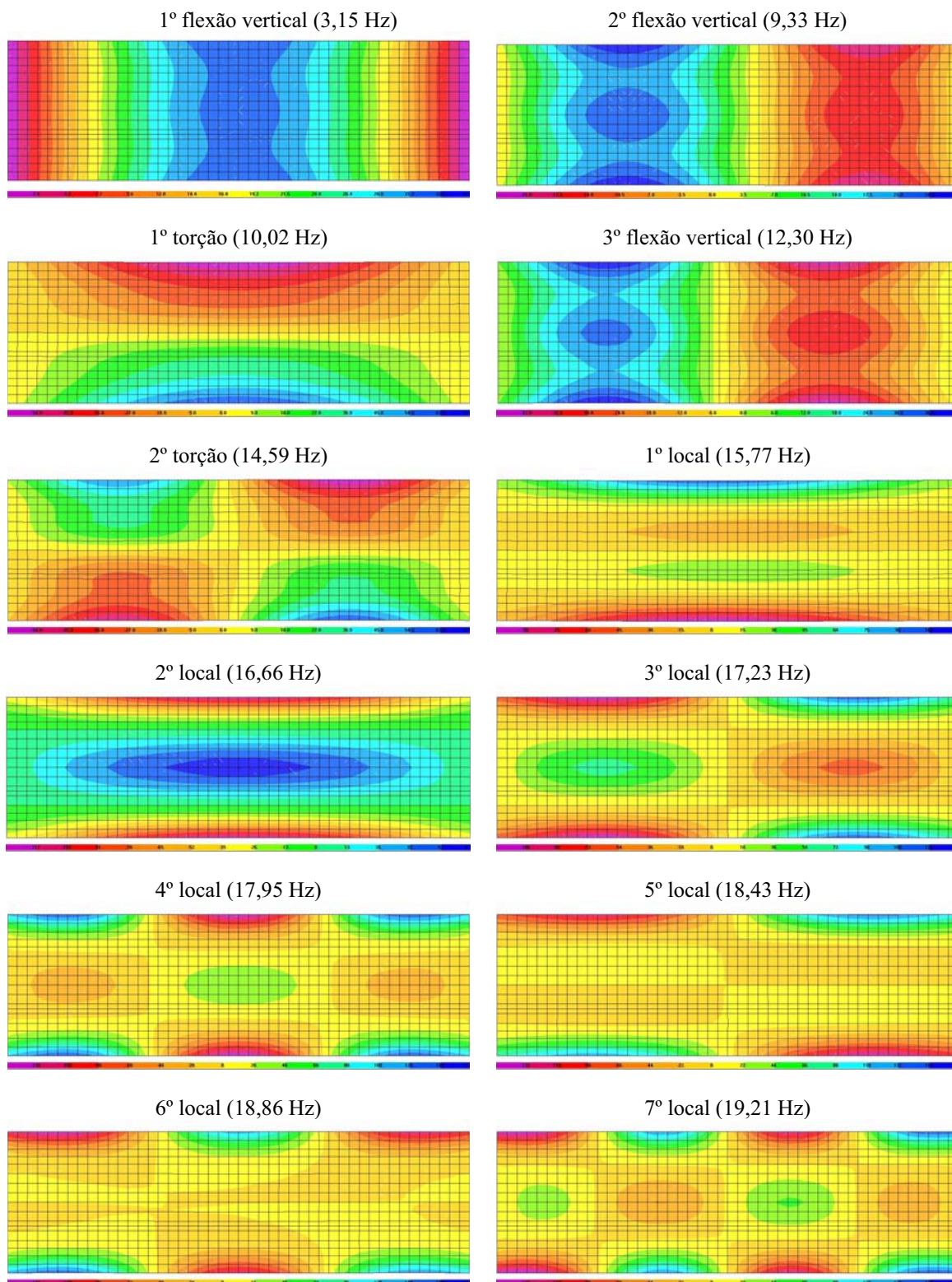


Figura 5.18 - Deslocamentos modais na laje superior da viga caixão referentes aos primeiros 20 modos de vibração do tabuleiro

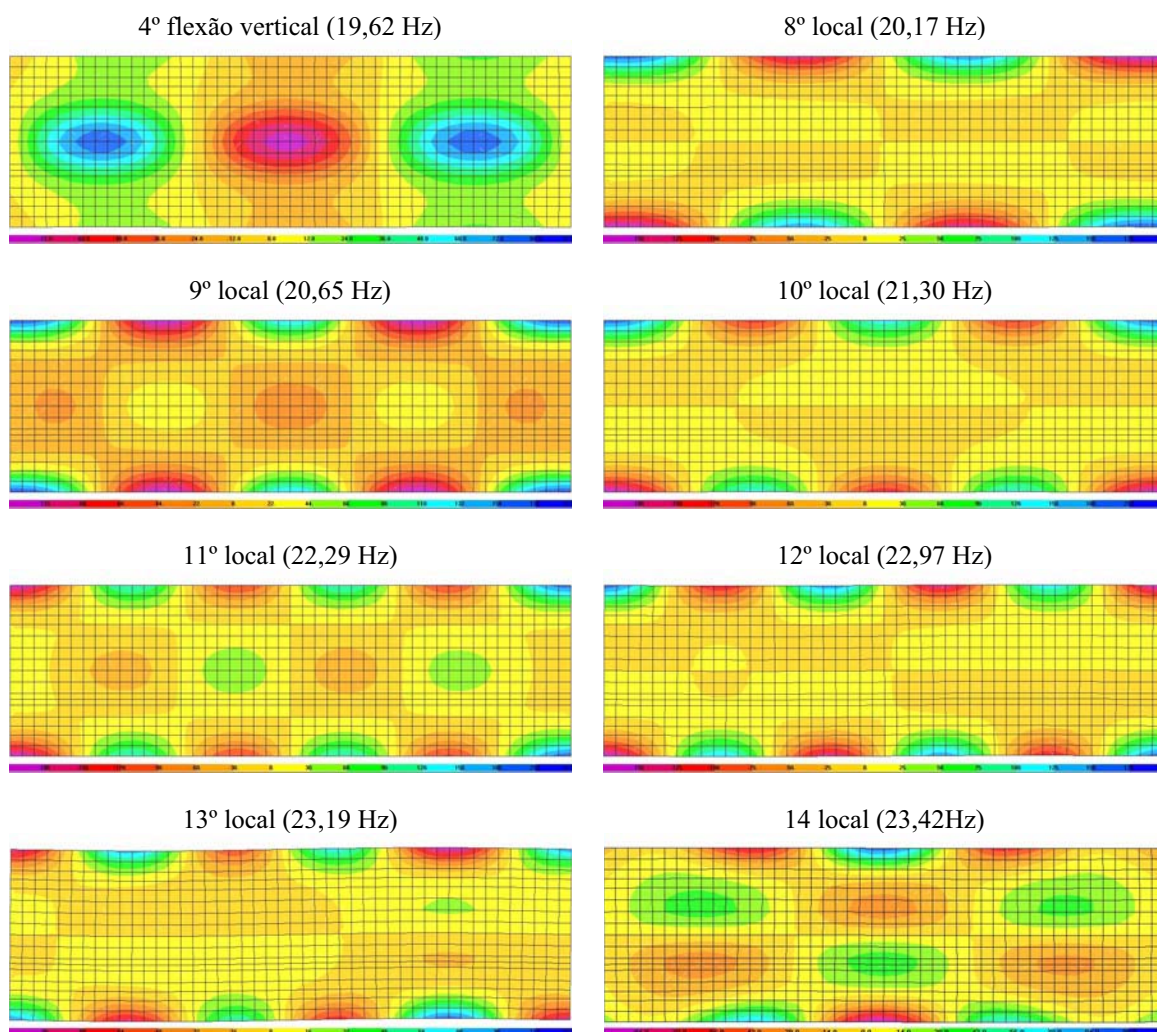


Figura 5.18 (continuação) Deslocamentos modais na laje superior da viga caixão referentes aos primeiros 20 modos de vibração do tabuleiro

Na Figura 5.19 apresentam-se os valores máximos da aceleração vertical obtidos com a contribuição isolada de cada modo de vibração, em função da velocidade, para os seguintes nós situados a meio vão do tabuleiro: nó 931, localizado a meio vão da laje que suporta a via; nó 952, localizado no extremo da consola mais perto do caminho de cargas; nó 960, localizado na alma mais próxima do caminho de cargas e nó 1527, localizado na laje que suporta a via sob o caminho de carga.

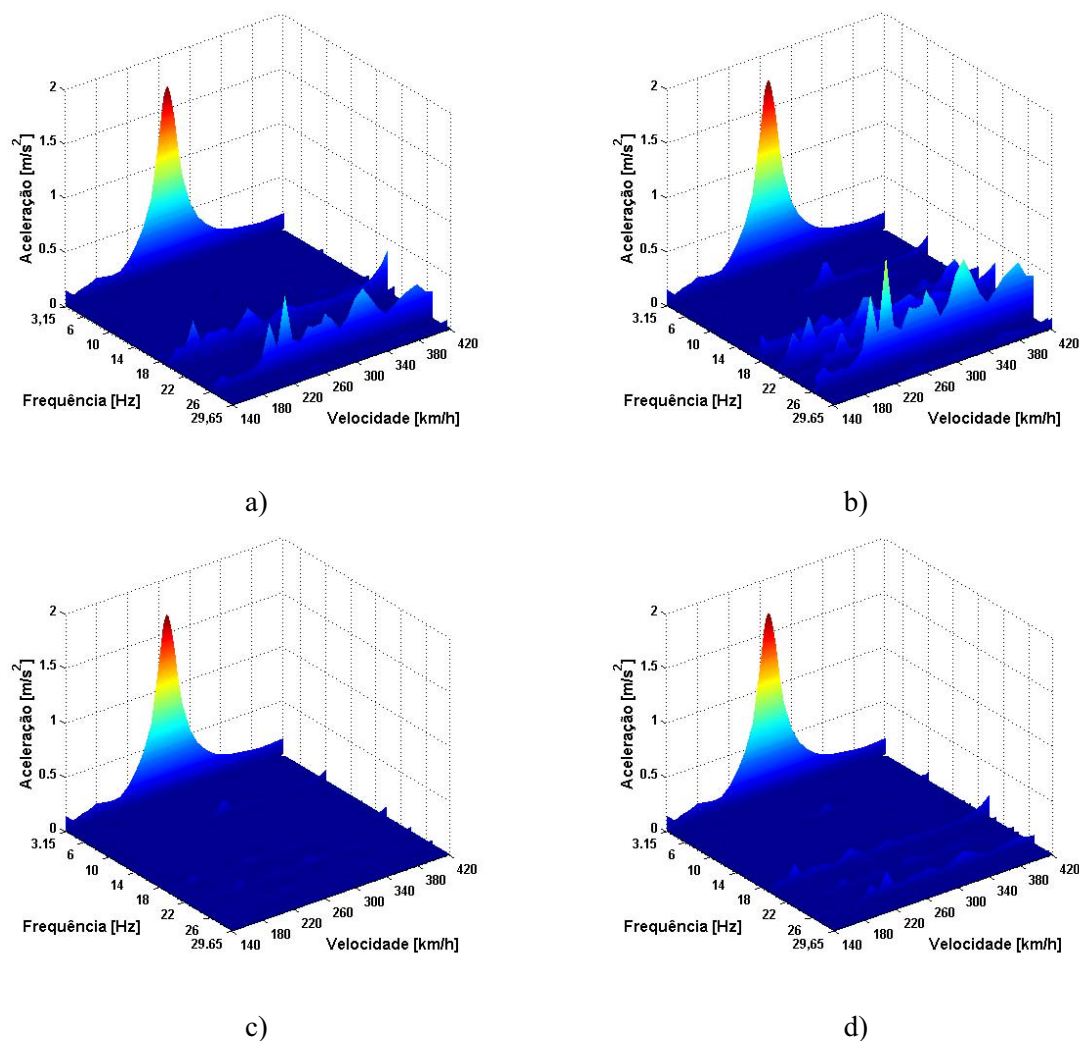


Figura 5.19 – Valores máximos da aceleração vertical obtidos com a contribuição isolada de cada modo de vibração da estrutura: a) nó 931; b) nó 952; c) nó 960 e d) nó 1527

Um caso concreto da influência dos modos de vibração locais dos tabuleiros foi observado nos viadutos da linha ferroviária de alta velocidade Koreana (KHRS), os quais são constituídos, na sua maioria, por vigas caixão unicelulares em betão pré-esforçado (Kim, 2005). Em alguns viadutos pertencentes a esta linha, que foram instrumentados entre o ano de 2002 e 2004, foram registadas acelerações excessivas nos tabuleiros, que em casos extremos chegavam a ultrapassar os $3,5 \text{ m/s}^2$, limite definido na EN 1990-A2 e que também foi adoptado pelo código “Korean Bridge Design Manual”. Os efeitos dos modos de vibração locais do tabuleiro foram uma das principais razões apresentadas para explicar a existência destas acelerações excessivas nos tabuleiros. Uma solução adoptada para a diminuição das acelerações passou pela utilização de um sistema de isolamento, através da colocação de amortecedores viscosos, posicionados no centro da secção transversal, e suspensos entre a laje superior e inferior da viga caixão.

As medições efectuadas posteriormente à aplicação destes amortecedores, levaram à conclusão que a parte das acelerações devidas aos primeiros modos de vibração de flexão e torção da ponte eram muito pouco reduzidas, ao contrário da parte das acelerações devidas ao primeiro modo local do tabuleiro, que apresentava uma redução substancial.

5.3.3 Distribuição espacial das acelerações verticais máximas do tabuleiro

Com o intuito de estudar a distribuição espacial dos valores máximos da aceleração vertical do tabuleiro, foram utilizados vários pontos de controlo (Figura 5.20). Os nós 931, 934, 952, 960 e 1527, pertencem à secção de meio vão da ponte. O nó 931 está situado a meio vão da laje superior da viga caixão. O nó 934 encontra-se posicionado debaixo do carril mais distante da alma do caixão. A consola da viga caixão é representada pelo nó 952, posicionado no seu extremo. O nó 960 pertence à alma do caixão que se situa mais próxima da via que vai ser carregada. O nó 1527 situa-se sob o caminho de cargas. Por fim, o nó 111, situa-se na mesma posição do nó 931, em relação à secção transversal, mas encontra-se a um quarto de vão da ponte.

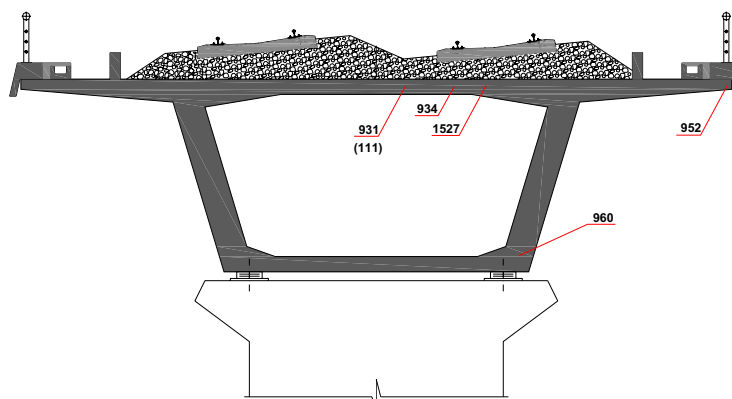


Figura 5.20 - Secção transversal do tabuleiro com indicação dos pontos de controlo

Na Figura 5.21 são apresentados os valores máximos das acelerações verticais para o nó 931 (posicionado no eixo da secção transversal), e para o nó 960 (posicionado na alma da viga caixão), obtidos pela passagem dos comboios reais e comboios pertencentes ao modelo de cargas HSLM A, em função da velocidade, tendo a resolução do sistema de equações de equilíbrio dinâmico sido realizada pelo método da sobreposição modal.

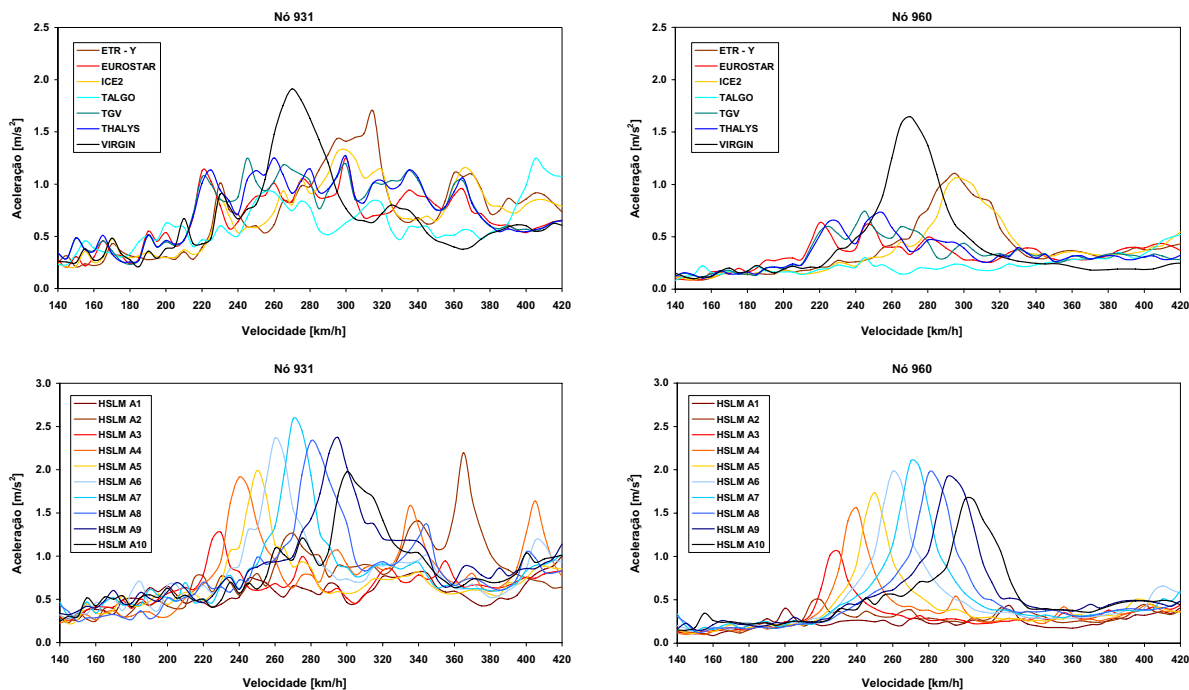


Figura 5.21 - Valores máximos da aceleração vertical para os nós 931 e 960, obtidos com os comboios reais e para os modelos de carga HSLM A, em função da velocidade

As duas grandes conclusões a retirar da observação dos gráficos desta figura são: i) o nó 931 apresenta sempre valores de aceleração superiores ao nó 960, sendo que para a velocidade de ressonância, 270 km/h, a diferença situa-se nos 16% para o comboio real VIRGIN e 23% para o comboio HSLM A7. A diferença máxima, considerando os mesmos comboios, é atingida para a velocidade de 210 km/h, sendo os valores da aceleração do nó 931, três vezes superiores aos obtidos para o nó 960; ii) A configuração das curvas relativas ao nó 960 apresenta picos de aceleração apenas para as velocidades de ressonância, correspondentes à excitação de modos de vibração globais da estrutura. As curvas referentes ao nó 931 apresentam picos de ressonância para a quase totalidade da gama de velocidades considerada.

As grandes diferenças registadas nos valores máximos da aceleração, e nas configurações das curvas referentes a estas mesmas acelerações, são provocadas pelos modos de vibração locais do tabuleiro. Este efeito só pode ser estudado com o recurso a modelos tridimensionais de elementos finitos, que simulem correctamente os modos de vibração local da estrutura, e a sua influência na resposta da própria estrutura.

Na Figura 5.22 são apresentados os máximos valores do deslocamento vertical obtidos pela passagem do comboio A7 pertencente ao modelo de cargas HSLM A, para os nós 111,

931, 934, 952, 960 e 1527, em função da velocidade, sendo a resolução do sistema de equações de equilíbrio dinâmico realizada pelo método de Newmark.

Da observação da figura é possível verificar que o nó 111, posicionado na secção de um quarto de vão da ponte, apresenta valores inferiores e distantes dos restantes nós considerados. Para a velocidade de 270 km/h o deslocamento vertical do nó 111 tem o valor de 5,63 mm, valor que representa apenas 78% do valor obtido para o nó 960, pertencente à secção de meio vão da ponte (7,18 mm).

A diferença existente entre valores máximos do deslocamento vertical, para os nós posicionados na secção de meio vão da ponte, é inferior a 4%, sendo o valor máximo do deslocamento vertical 7,44 mm registado no nó 934.

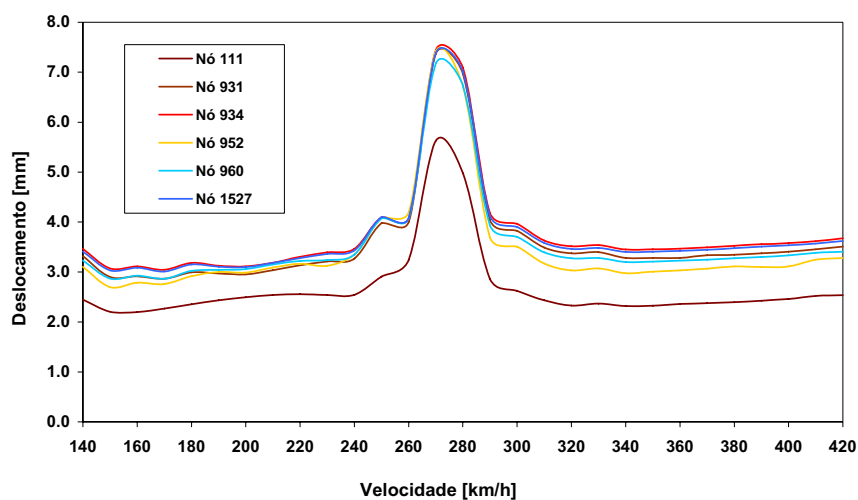


Figura 5.22 – Valores máximos do deslocamento vertical obtidos com a passagem do comboio A7, em função da velocidade

Os registos dos valores máximos da aceleração vertical para os nós 111, 931, 934, 952, 960 e 1527, obtidos pela passagem do comboio A7 pertencente ao modelo de cargas HSLM A, em função da velocidade, são apresentadas na Figura 5.23.

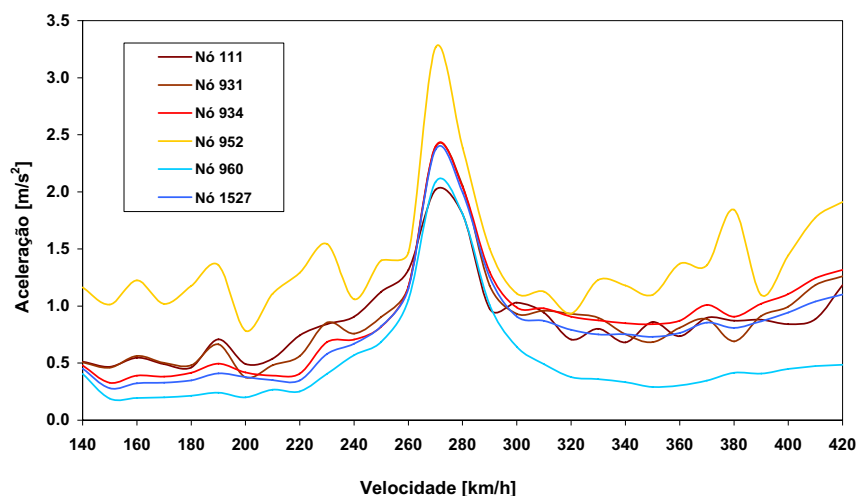


Figura 5.23 - Valores máximos da aceleração vertical obtidos com a passagem do comboio A7 em função da velocidade

A observação da Figura 5.23 permite constatar a existência de 3 configurações de curvas, em função do posicionamento dos nós na secção transversal da viga caixão.

O nó 952, pertencente ao extremo de uma das consolas da laje superior do caixão, apresenta os valores mais altos da aceleração ($3,27 \text{ m/s}^2$, para a velocidade de 270 km/h), e tem picos de ressonância para quase toda a gama de velocidades considerada. Este facto fica-se a dever à existência de vários modos de vibração local das consolas da viga caixão, como foi possível observar na Figura 5.18. A não existência de balastro na zona das consolas faz com que estas acelerações excessivas não representem um problema de instabilidade para a via, podendo portanto ser desprezadas.

Os nós pertencentes às almas do caixão, como é o caso do nó 960, não são afectados pelos modos de vibração local da estrutura. A curva que define a evolução da aceleração em função da velocidade apresenta apenas um pico de ressonância, provocado pela excitação do primeiro modo de vibração da estrutura. É para este nó que são obtidos os valores mais baixos da aceleração vertical ($2,09 \text{ m/s}^2$, para a velocidade de 270 km/h), tendo como referência os nós pertencentes à secção de meio vão da ponte.

Os nós 111, 931, 934 e 1527 estão posicionados na laje superior da viga caixão na zona interior às almas da mesma. As curvas referentes às acelerações para estes nós apresentam vários picos de ressonância, provocados pelos modos de vibração locais da estrutura. A aceleração máxima tem o valor de $2,40 \text{ m/s}^2$, é atingida para o nó 934 e é cerca de 19% superior ao valor obtido para o nó 111.

Salienta-se o facto que, em termos de aceleração vertical, o nó 111 apresentar um valor máximo de $2,02 \text{ m/s}^2$, o que representa apenas 3% menos do que o valor atingido para o nó 960. Fica assim mais uma vez demonstrada a maior dependência dos resultados, em termos de acelerações, em comparação com deslocamentos, da influência dos modos de vibração locais da estrutura.

Na Figura 5.24 são apresentadas os valores máximos da aceleração vertical na secção de meio vão do tabuleiro, ao longo da laje superior da viga caixão, para as velocidades de 270 km/h e 370 km/h. Os resultados foram obtidos através de registos de aceleração filtrados aos 60 Hz.

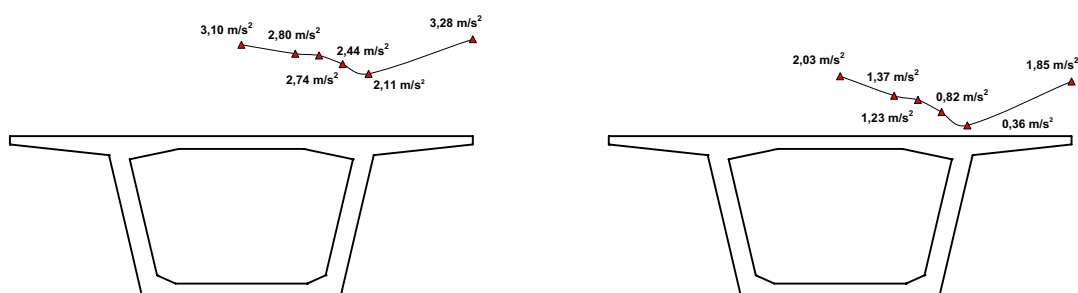


Figura 5.24 – Valores máximos da aceleração vertical ao longo de meia laje superior da secção transversal da viga caixão: a) $v = 270 \text{ km/h}$ e b) $v = 370 \text{ km/h}$

À medida que os nós se aproximam do meio da laje superior ou do extremo da consola, ficam sujeitos aos efeitos dos modos locais de vibração, apresentando, portanto, valores mais elevados de acelerações. Mais uma vez se verifica que os valores mais baixos de aceleração são obtidos para o nó situado na alma, logo não estando sujeito aos efeitos das vibrações locais do tabuleiro.

5.3.4 Influência da frequência de corte considerada nas análises dinâmicas

No documento ERRI D214/RP7 (1999) é referido o aparecimento de pontos brancos no balastro colocado sobre os tabuleiros constituídos por vigas caixão, sendo afirmado que junto a estes, as pedras do balastro foram de tal forma alisadas que apresentam uma forma oval e uma superfície polida. É ainda referido que recentes experiências apontam como causa deste fenómeno, as vibrações dos elementos flexíveis das vigas caixão, e que deve ser usado um modelo refinado de elementos finitos da laje superior da viga caixão, para tentar explicar correctamente o aparecimento destes pontos brancos no balastro.

Acelerações excessivas correspondentes a modos de vibração elevados (com deslocamentos muito reduzidos) podem não provocar a instabilidade imediata do balastro,

mas provocar uma mais rápida deterioração do mesmo (podendo ser esta a causa do aparecimento dos pontos brancos no balastro).

Com o intuito de se analisar este problema, bem como outras propostas em relação às frequências que devem ser consideradas nas análises dinâmicas (Zacher, 2005), foram comparados valores máximos da aceleração vertical obtidos através de registos filtrados com um filtro digital do tipo passa-baixo de Chebyshev com frequências de corte de 30, 45 e 60 Hz.

Na Figura 5.25 são apresentados os valores máximos da aceleração em função da velocidade, para os nós 111, 931, 934, 952, 960 e 1527 e considerando as diferentes frequências de corte.

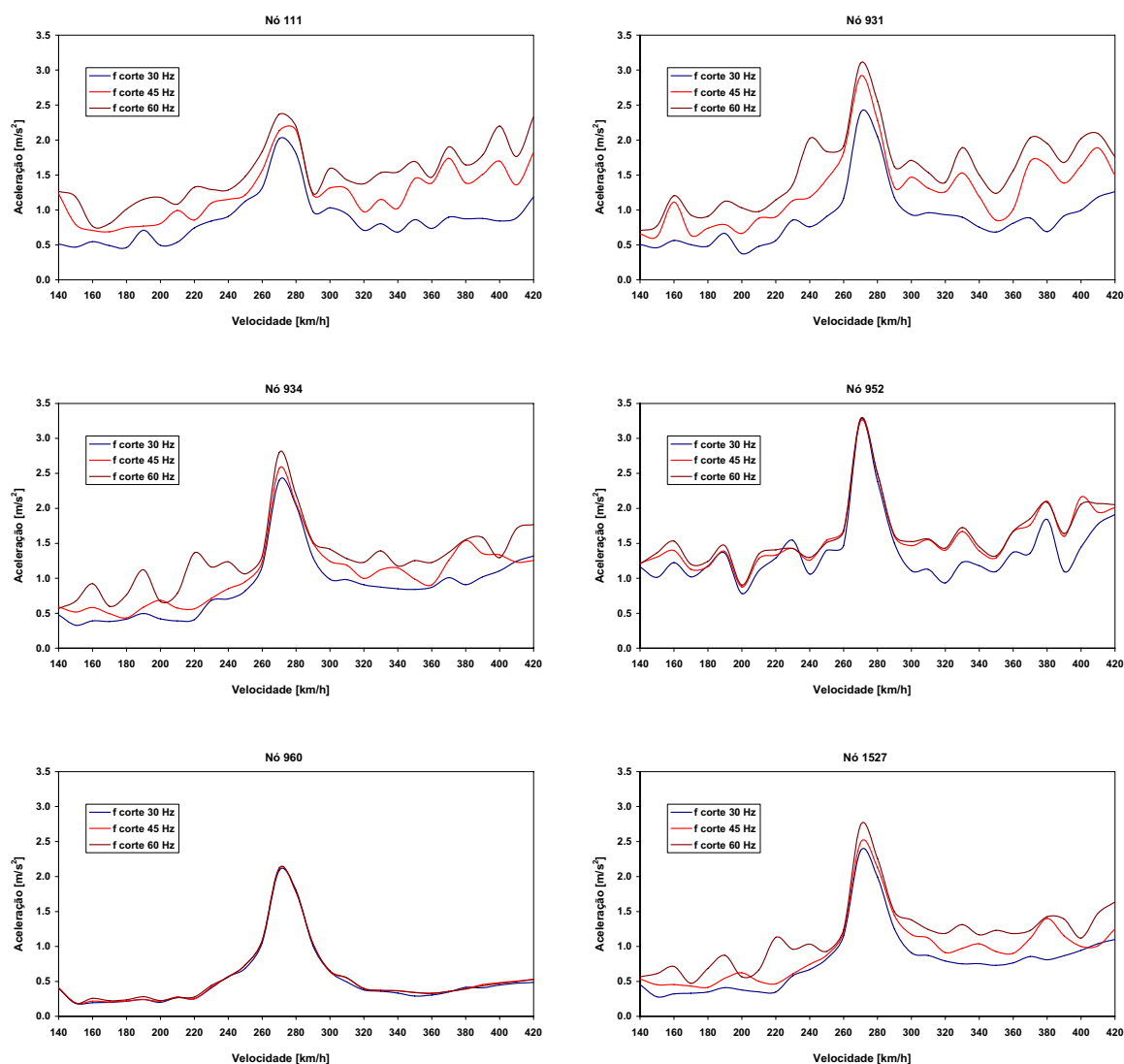


Figura 5.25 - Valores máximos da aceleração vertical obtidos através de registos filtrados aos 30 Hz, 45 Hz e 60 Hz

A consideração nas análises dinâmicas de modos de vibração com frequências até aos 60 Hz, não se traduz num aumento das acelerações do nó 960, visto que os pontos da alma do caixão não são sensíveis aos efeitos dos modos locais de vibração.

Os nós 934 e 1527 apresentam aumentos semelhantes, quando nas análises dinâmicas são incluídas frequências mais elevadas. Para a velocidade de ressonância de 270 km/h, o valor de $2,40 \text{ m/s}^2$, obtido com a consideração de modos de vibração com frequências até aos 30 Hz, tem um crescimento de cerca de 17%, quando se incluem nas análises frequências até aos 60 Hz.

É para os nós 111 e 931, posicionados a meio vão da laje superior, que o crescimento das acelerações é mais pronunciado, em virtude da sua grande dependência em relação aos modos de vibração local do tabuleiro. Para a velocidade de 270 km/h e quando os registos das acelerações são filtrados aos 60 Hz, o nó 931 apresenta um crescimento de cerca de 30% em relação ao valor obtido com a aplicação de uma frequência de corte de 30 Hz.

O valor da aceleração no nó 111 ($1,18 \text{ m/s}^2$) para a velocidade de 420 km/h, obtido com uma frequência de corte de 30Hz, é aumentado em cerca de 97%, quando os registos das acelerações são filtrados aos 60 Hz, o que representa um valor praticamente igual ao obtido para a velocidade de ressonância de 270 km/h ($2,33 \text{ m/s}^2$).

5.3.5 Influência da distribuição transversal das cargas referentes ao comboio

Na secção 2.2.4 do capítulo II, foi apresentada a distribuição das cargas dos eixos dos comboios, pelos carris, travessas e balastro, preconizada na EN 1991-2.

Na maior parte dos estudos que envolvem análises dinâmicas, os comboios são assimilados a conjuntos de cargas móveis, circulando ao longo do eixo de uma das vias.

Como já foi referido anteriormente, o tempo de cálculo necessário para a realização das análises dinâmicas é bastante elevado. A degradação das cargas ao longo do eixo longitudinal dos carris implicaria o aparecimento de novas funções temporais de carregamento, sendo estas as maiores causadoras do elevado tempo computacional requerido. Ao contrário, a degradação transversal das cargas apenas implica a associação de novos nós, às mesmas funções temporais de carregamento já existentes.

Neste trabalho a opção recaiu pela distribuição transversal das cargas nos alinhamentos dos carris, comparando os resultados obtidos com os alcançados através do conjunto de cargas móveis circulando ao longo do eixo de uma das vias.

Na Figura 5.26 apresentam-se os valores máximos da aceleração vertical, obtidos através da passagem do comboio A7 do modelo de cargas HSLM pela ponte, considerando as suas cargas localizadas sobre os carris e sobre o eixo dos carris.

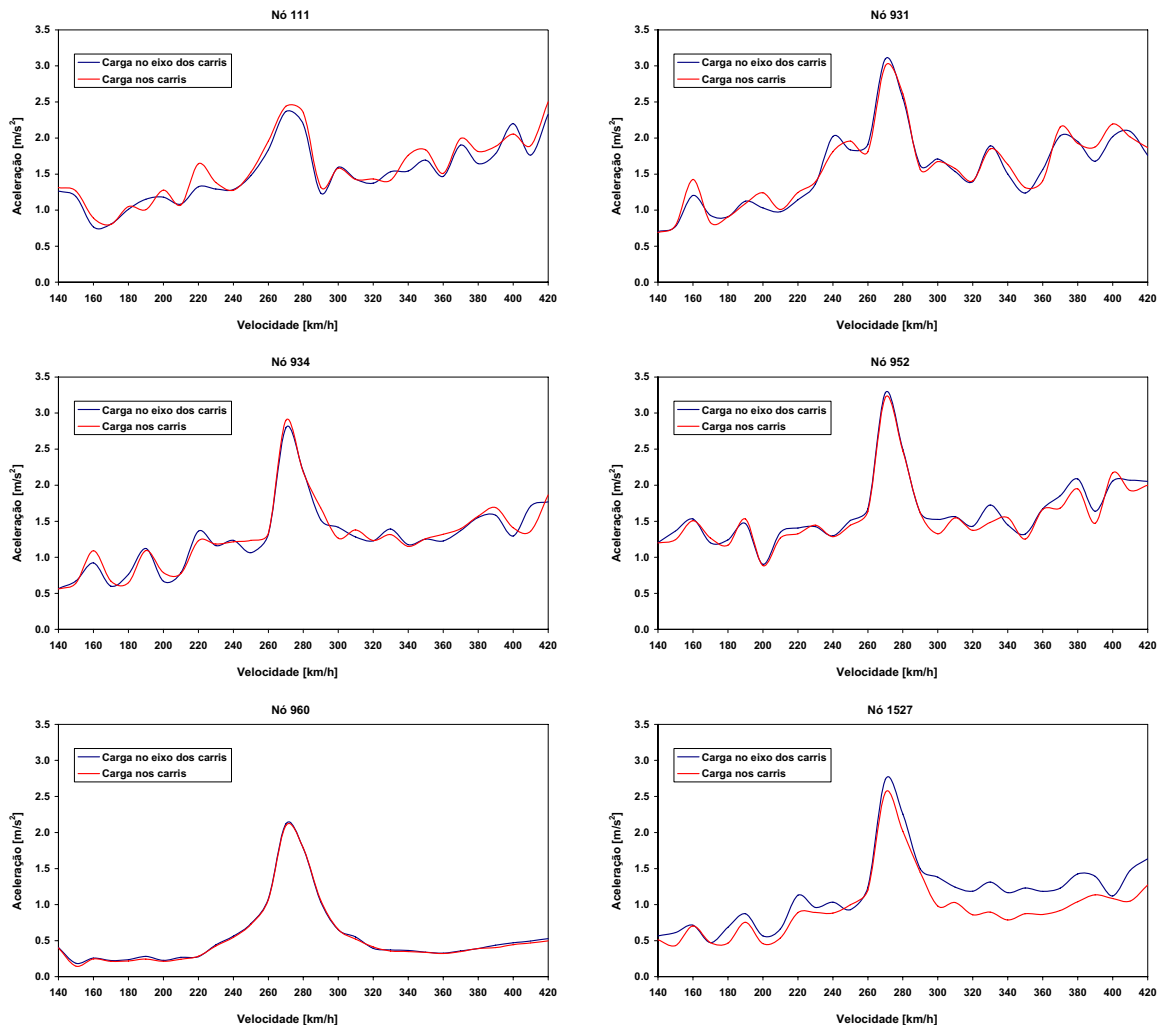


Figura 5.26 - Valores das acelerações máxima obtidos com as cargas posicionadas no eixo dos carris e sobre os próprios carris, considerando uma frequência de corte de 60Hz

O nó 1527, situado sobre o eixo dos carris, apresenta as maiores diferenças em termos de acelerações, quando se utiliza a degradação transversal de cargas. A colocação das cargas sobre os carris implica uma diminuição dos valores das acelerações, que passam de $2,74 \text{ m/s}^2$ e $1,64 \text{ m/s}^2$ para $2,56 \text{ m/s}^2$ e $1,27 \text{ m/s}^2$, respectivamente para, as velocidades de 270 km/h e 420 km/h . Os valores das acelerações para o nó 960, calculadas com as cargas posicionadas no eixo dos carris, não sofrem variação quando as mesmas são colocadas sobre os carris.

Em relação aos nós 111, 931, 934 e 952, não existe uniformidade entre os valores das acelerações, calculadas com as cargas colocadas nas duas posições referidas anteriormente.

Este facto é explicado pela existência de um grande número de modos de vibração local da estrutura que passam a ser excitados de diferentes maneiras.

5.4 ANÁLISE DINÂMICA COM INTERACÇÃO PONTE-COMBOIO

5.4.1 Objectivos

Quando se pretende obter os valores da aceleração vertical nas carruagens dos comboios, de modo a poder avaliar o conforto dos passageiros, ou quando se pretende avaliar os efeitos das irregularidades da via, ou ainda, quando se pretende estudar a influência que a interacção ponte-comboio pode ter nas acelerações e deslocamentos da ponte, é necessário a realização de um modelo que tenha em consideração esta mesma interacção. Nestes casos os comboios são modelados tendo em conta as suas características dinâmicas, podendo ser utilizados modelos mais simplificados ou completos na sua discretização.

Apenas se conhecem parâmetros de 3 dos 7 comboios reais que circulam actualmente na rede ferroviária de alta velocidade europeia, ETR-Y, ICE2 e EUROSTAR. Mesmo para este último comboio, não são conhecidas as características da ligação longitudinal entre carruagens adjacentes. Um dos objectivos durante a elaboração deste trabalho foi o de avaliar a influência dos parâmetros do comboio, nos efeitos decorrentes da interacção entre este e a ponte.

São poucos os programas de cálculo que permitem efectuar as análises com interacção entre o comboio e a ponte. Através de uma metodologia desenvolvida na Faculdade de Engenharia (Cruz, 1994; Calçada, 1995) e implementada no programa Femix foi possível efectuar este tipo de análises.

5.4.2 Cenários de análise

As análises foram realizadas para os comboios convencionais ETR-Y e ICE2, sendo que para este último foram considerados parâmetros definidos pela comissão ERRI D214/RP9 (2001) e por Paffrath (1998), e que se encontram indicados em 3.3.3.

A não ocorrência de picos de ressonância para velocidades inferiores a 200 km/h justifica que as análises dinâmicas apenas fossem efectuadas para velocidades superiores a 200 km/h até à velocidade máxima no local da ponte, suposta igual a 350 km/h. Foram utilizados incrementos de velocidade de 5 km/h.

As análises dinâmicas foram realizadas pelo método de integração directa de Newmark considerando um incremento de tempo de 0,0016 s ($\approx T/20$). Conforme já foi referido em 3.4.3.1, as análises dinâmicas por este método implicam a utilização de uma matriz de amortecimento de Rayleigh. As constantes c_1 e c_2 , utilizadas para a construção desta matriz, foram já apresentadas em 4.7.2.1.

Foram realizadas análises dinâmicas considerando um e cinco tramos do viaduto, com o propósito de se estudar a influência do número de tramos na resposta dinâmica.

5.4.3 Resultados

5.4.3.1 Relativos à estrutura

Nas figuras 5.27 e 5.28 são apresentados os registos relativos à evolução temporal do deslocamento na secção de meio vão para a passagem do comboio ICE2, às velocidades de 295 km/h, para a qual ocorre a ressonância da estrutura, e de 200 km/h. Os registos foram obtidos através de análises dinâmicas com e sem interacção entre o ponte-comboio.

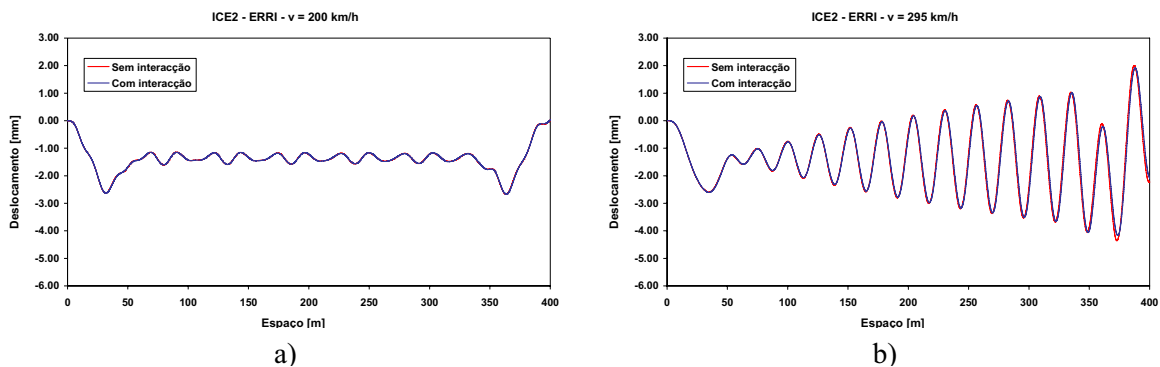


Figura 5.27 - Registos do deslocamento vertical na secção de meio vão obtidos com o comboio ICE2 (parâmetros ERRI): a) $v = 200$ km/h e b) $v = 295$ km/h

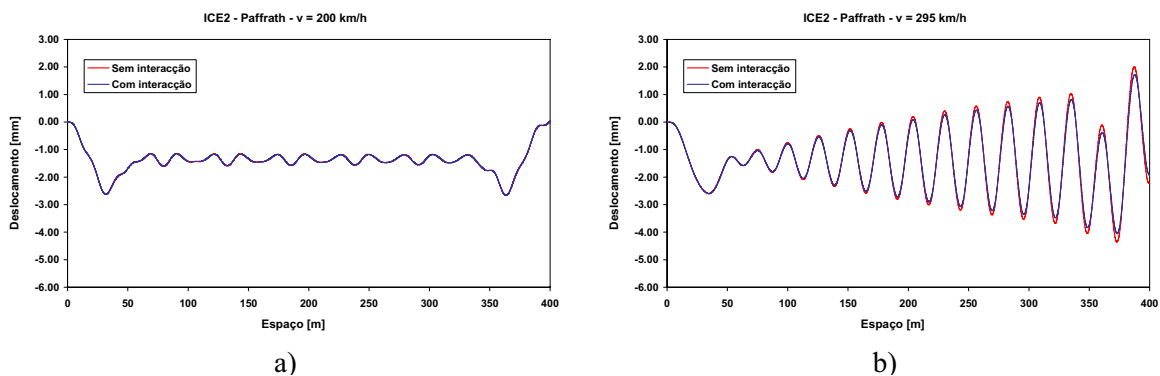


Figura 5.28 - Registos do deslocamento vertical na secção de meio vão obtidos com o comboio ICE2 (parâmetros Paffrath): a) $v = 200$ km/h e b) $v = 295$ km/h

A observação dos gráficos permite verificar que para a velocidade de 200 km/h, para a qual não ocorre ressonância, os registos do deslocamento são praticamente coincidentes para os dois tipos de análise, ocorrendo os valores máximos para a passagem das locomotivas extremas com cargas por eixo (195 kN) superiores às das carruagens (112 kN).

Já para a velocidade de 295 km/h, para a qual ocorre ressonância, registam-se diferenças entre os resultados das análises com e sem interacção ponte-comboio, que se vão acentuando com o número de ciclos em ressonância, mais significativas para as análises com os parâmetros do comboio definidos por Paffrath. Neste caso o deslocamento máximo foi de 4,36 mm nas análises sem interacção e de 4,05 mm na análise com interacção, ou seja a consideração da interacção traduziu-se numa redução de 7%.

Em termos de acelerações, apresentam-se na Figura 5.29 e Figura 5.30 os registos relativos à evolução temporal desta grandeza na secção de meio vão.

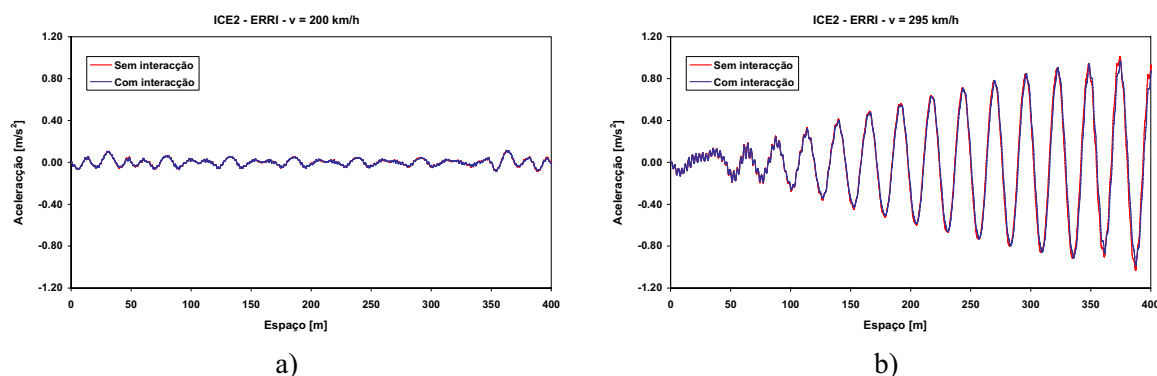


Figura 5.29 - Registos da aceleração vertical na secção de meio vão obtidos para o comboio ICE2 usando os parâmetros definidos pela comissão ERRI D214: a) $v = 200$ km/h e b) $v = 295$ km/h

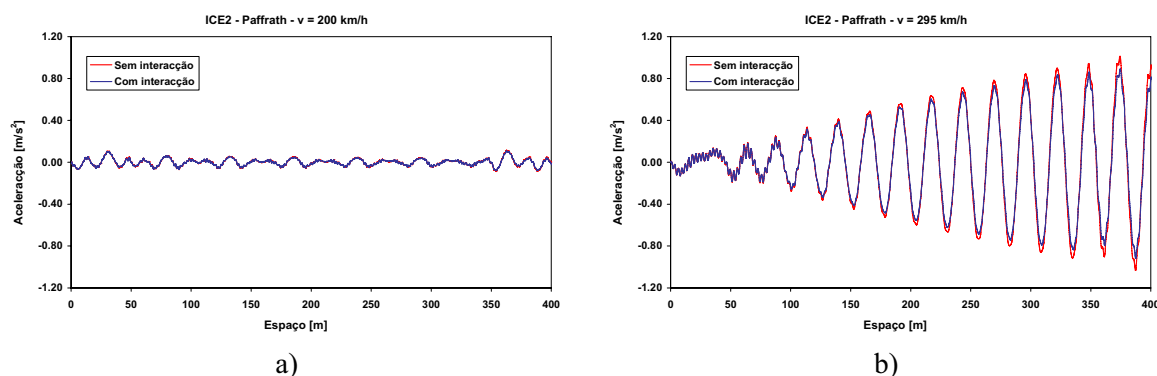


Figura 5.30 - Registos da aceleração vertical na secção de meio vão obtidos para o comboio ICE2 usando os parâmetros definidos por Paffrath: a) $v = 200$ km/h e b) $v = 295$ km/h

As conclusões são idênticas às apresentadas para o deslocamento a meio vão, verificando-se neste caso que a consideração da interacção ponte-comboio traduziu-se numa redução do valor máximo de aceleração de $1,03 \text{ m/s}^2$ para $0,92 \text{ m/s}^2$, ou seja cerca de 11%, em condições de ressonância da estrutura e para os parâmetros do comboio indicados por Paffrath.

Na Figura 5.31 e Figura 5.32 são apresentados os registos relativos à evolução temporal do deslocamento e aceleração na secção de meio vão do tabuleiro, para a passagem do comboio ETR-Y, às velocidades de 290 km/h, para a qual ocorre a ressonância da estrutura, e de 200 km/h.

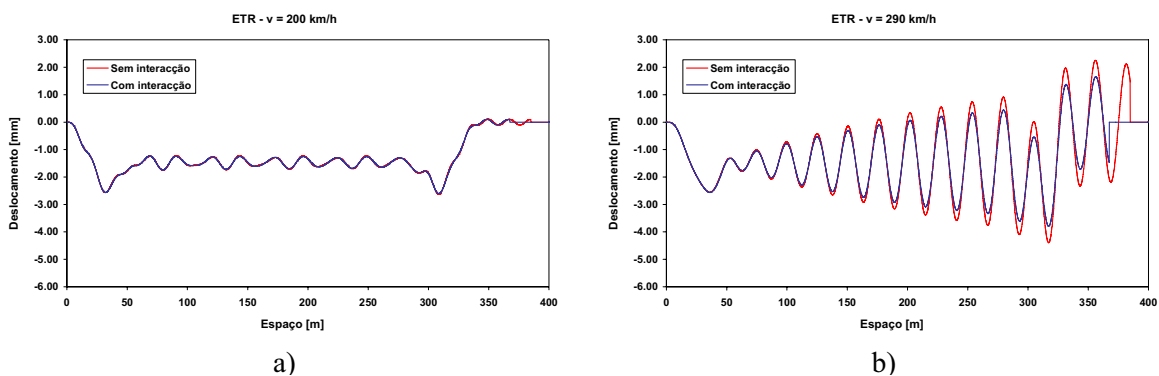


Figura 5.31 - Registos do deslocamento vertical na secção de meio vão obtidos para o comboio ETR-Y: a) $v = 200 \text{ km/h}$ e b) $v = 290 \text{ km/h}$

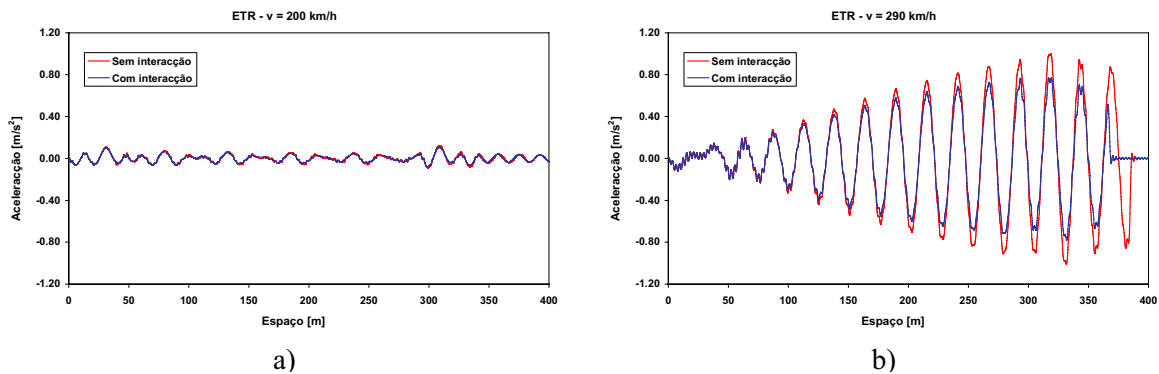


Figura 5.32 - Registos da aceleração vertical na secção de meio vão obtidos para o comboio ETR-Y: a) $v = 200 \text{ km/h}$ e b) $v = 290 \text{ km/h}$

Pela observação dos gráficos é possível concluir que a passagem do comboio ETR-Y pela ponte origina resultados semelhantes aos obtidos para o comboio ICE2, quando para este, são utilizados os parâmetros definidos por Paffrath.

Para a velocidade de ressonância ($v = 290$ km/h), a consideração da interação ponte-comboio, traduziu-se numa redução dos valores máximos em 14% e 23%, respectivamente para o deslocamento e aceleração a meio vão.

5.4.3.2 Relativos ao comboio

Na Figura 5.33 a) e b) apresentam-se os registos temporais relativos à aceleração vertical na caixa da 2ª (1º pivot) e da penúltima (2º pivot) carruagens do comboio ICE2, obtidos nas análises dinâmicas com os parâmetros indicados por Paffrath e velocidades de 200 km/h e 295 km/h.

A observação dos gráficos permite concluir que para $v = 200$ km/h, os valores de pico da aceleração nas segunda e penúltima carruagens são da ordem dos $0,08$ m/s².

Para $v = 295$ km/h verificou-se um incremento da aceleração em ambas as carruagens, muito significativo na penúltima carruagem, pelo facto dos movimentos introduzidos no comboio serem superiores pois a estrutura encontra-se em ressonância. O valor máximo da aceleração na 2ª carruagem foi de $0,11$ m/s² ao passo que na penúltima carruagem foi de $0,44$ m/s².

Já quando se adoptaram nas análises os parâmetros indicados pelo ERRI, reparou-se que as diferenças são pequenas, quer com o aumento da velocidade, quer entre a 2ª e penúltima carruagens. Tal deve-se à menor rigidez da suspensão secundária. Recorde-se que conforme foi referido no capítulo 3, os parâmetros indicados pelo ERRI parecem menos realistas do que os indicados por Paffrath, conduzindo a valores de frequências de vibração vertical da caixa muito baixos, fora da gama de valores normalmente referida para este parâmetro (0,8 a 1,2 Hz).

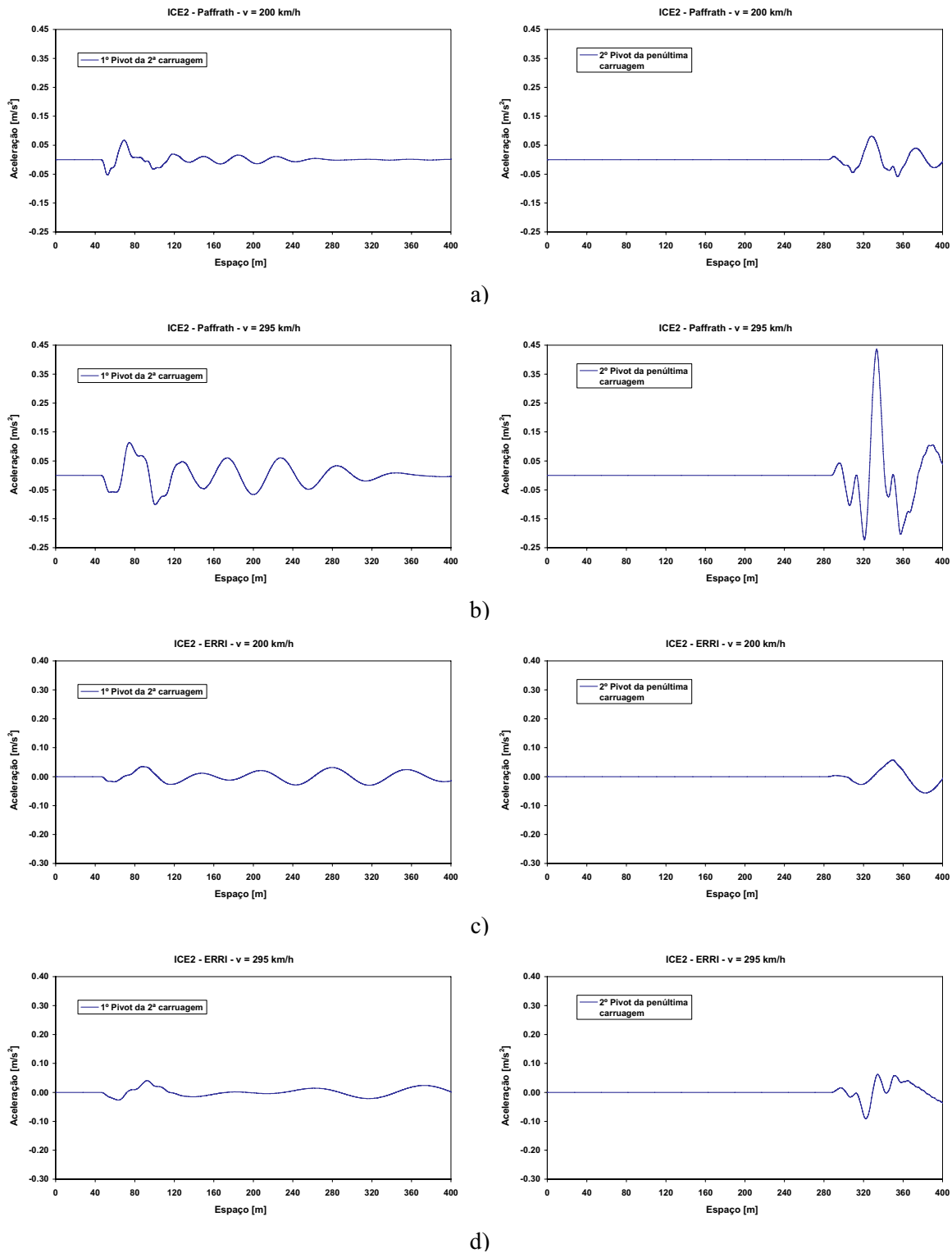


Figura 5.33 - Registo temporais relativos à aceleração vertical na caixa da 2ª (1º pivot) e da penúltima carruagem (2º pivot) do comboio ICE2: a) $v = 200$ km/h (Paffrath); b) $v = 295$ km/h (Paffrath); c) $v = 200$ km/h (ERRI) e d) $v = 295$ km/h (ERRI)

Para os mesmos pivots referidos anteriormente, apresentam-se na Figura 5.34 os registos temporais da aceleração vertical, obtidos com a passagem do comboio ETR-Y, às velocidades de 200 k/h e 290 km/h.

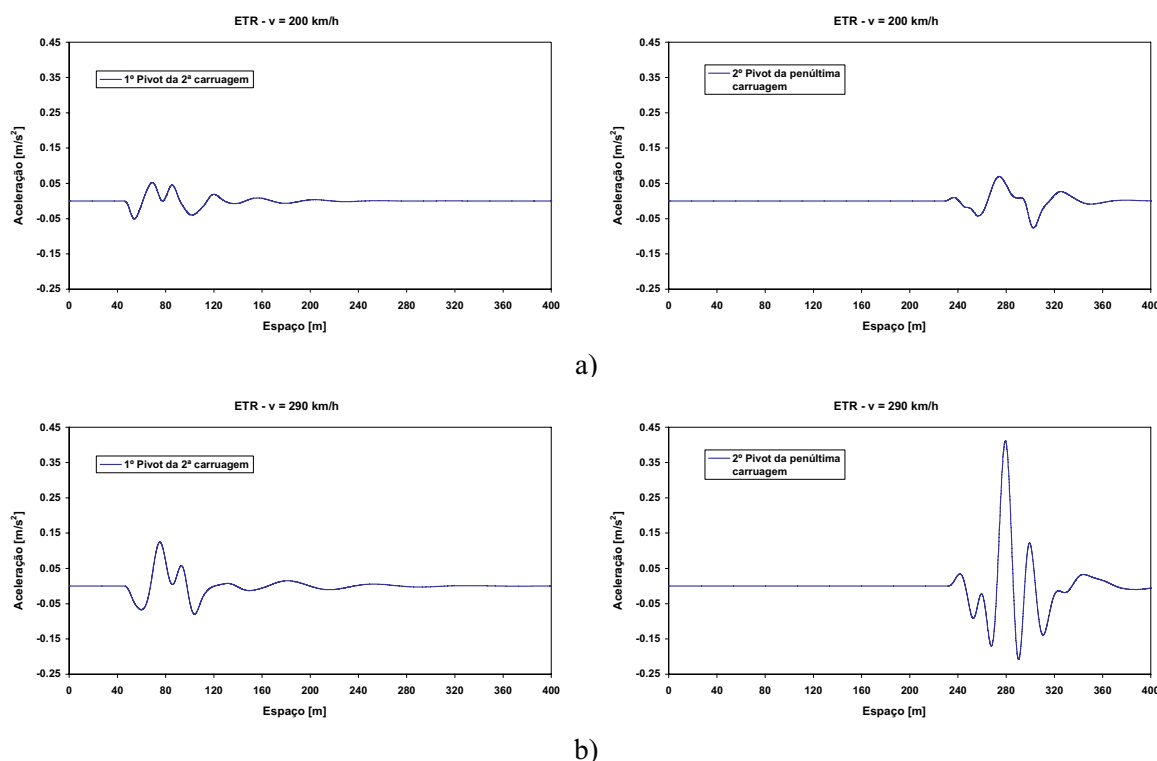


Figura 5.34 - Registo temporais relativos à aceleração vertical na caixa da 2ª (1º pivot) e da penúltima carruagem (2º pivot) do comboio ETR-Y: a) $v = 200$ km/h e b) $v = 290$ km/h

Tal como se pode concluir para as análises dinâmicas realizadas com o comboio ICE2 (parâmetros Paffrath), o valor máximo da aceleração, $0,41 \text{ m/s}^2$, é obtido no 2º pivot da penúltima carruagem.

5.4.3.3 Deformadas do sistema ponte-comboio

Na Figura 5.35 estão representadas as deformadas do sistema ponte-comboio em diversos instantes da passagem do comboio ETR-Y em situação de ressonância ($v = 290$ km/h). A primeira deformada ($t = 1,44$ s), corresponde ao instante em que o primeiro eixo do veículo se posiciona na secção de meio vão do 3º tramo. Na segunda deformada, $t = 2,58$ s, o referido eixo encontra-se sobre a mesma secção, mas no 5º tramo do viaduto. A terceira deformada, $t = 3,97$ s, corresponde ao instante da passagem do último eixo do veículo pela secção de meio vão do 1º tramo. A quarta e quinta deformada, $t = 5,11$ s e $t = 6,25$ s, referem-se a situações idênticas às da 1ª e 2ª deformada, mas para a passagem do último eixo do veículo.

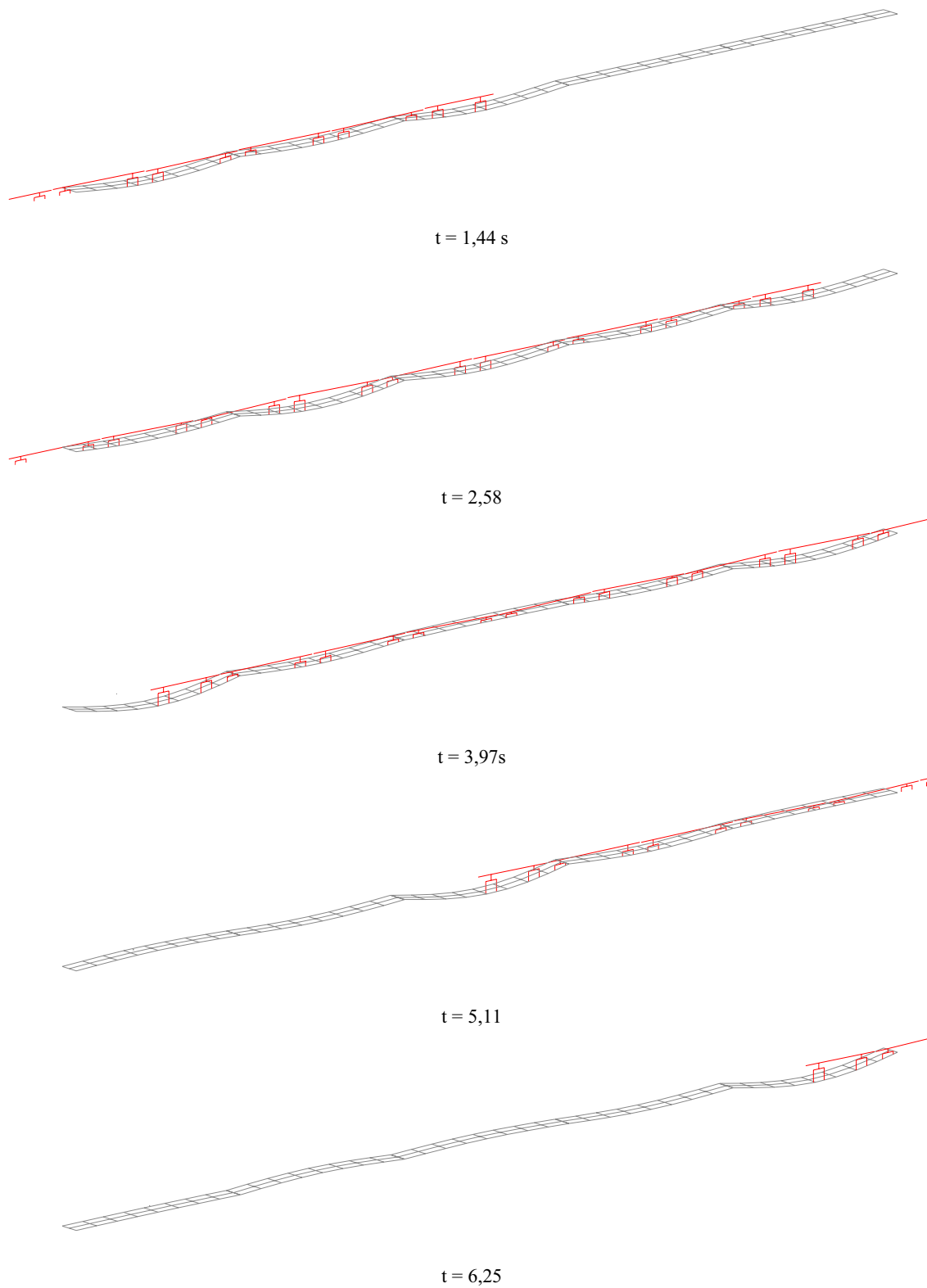


Figura 5.35 - Deformadas do sistema ponte-comboio em situação de ressonância da estrutura ($v = 290 \text{ km/h}$)

5.4.4 Comparação dos resultados das análises dinâmicas com e sem interação ponte-comboio

Na Figura 5.36 são apresentados os valores máximos do deslocamento vertical a meio vão para os comboios ETR-Y e ICE2, obtidos com base em análises em que foi considerada a interação entre o comboio e a ponte e análises em que esta interação foi desprezada.

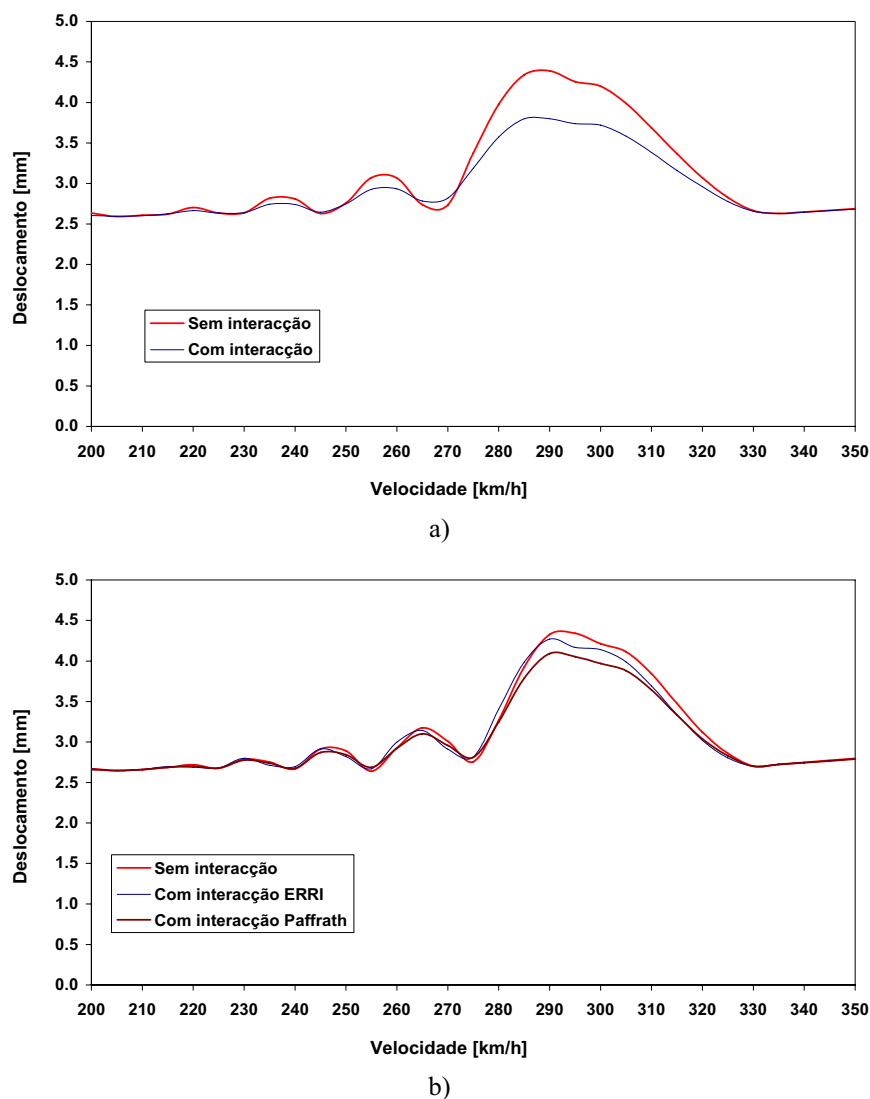


Figura 5.36 – Comparação dos valores máximos do deslocamento vertical a meio vão para análises com e sem interação ponte-comboio: a) comboio ETR-Y e b) comboio ICE2

A observação dos gráficos permite concluir que os efeitos da interação ponte-comboio apenas se fazem sentir junto a velocidades de ressonância, provocando uma diminuição da resposta, que atingiu os 14% para a velocidade de 290 km/h e para o comboio ETR-Y.

Para o comboio ICE2, as reduções do deslocamento vertical, obtidos através das análises com interacção ponte-comboio, são inferiores às alcançadas para o comboio ETR-Y, verificando-se uma redução máxima de 7% para $v = 295$ km/h quando se considerou os parâmetros indicados por Paffrath.

A comparação dos valores máximos da aceleração vertical a meio vão, obtidos através de análises com e sem interacção ponte-comboio é apresentada, por sua vez, na Figura 5.37.

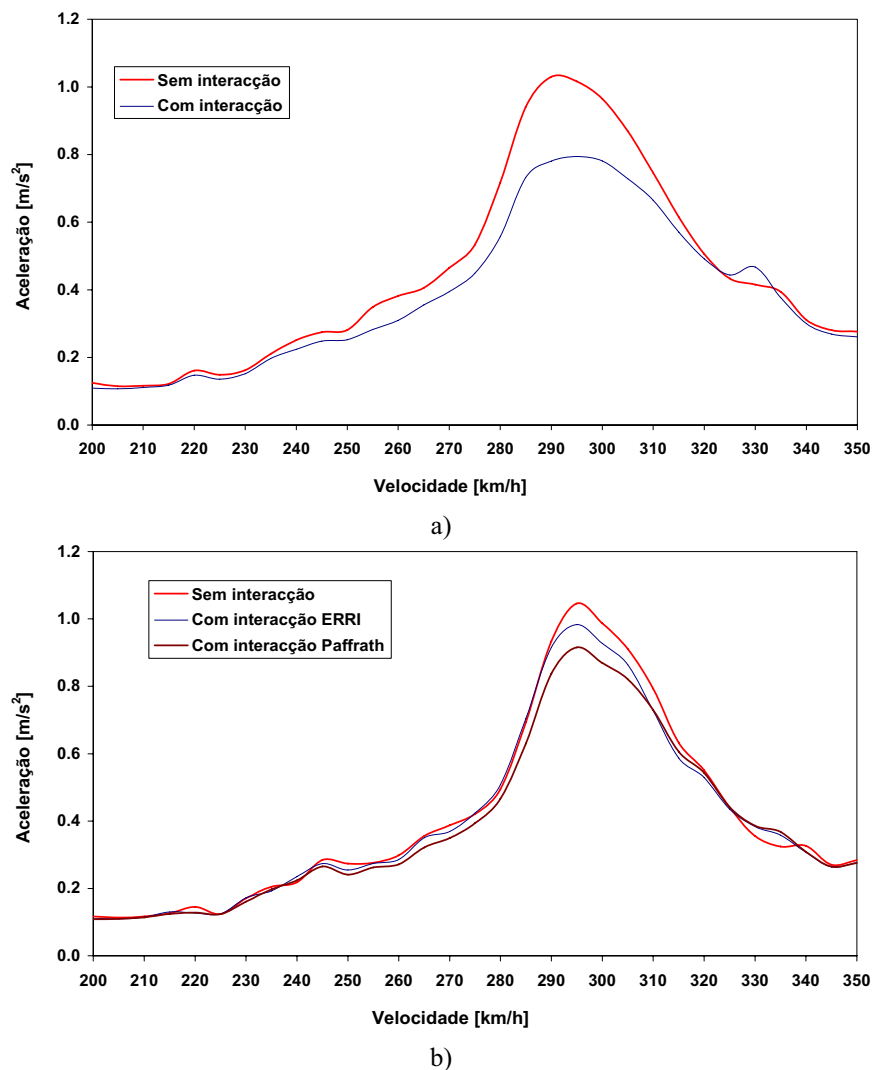


Figura 5.37 – Comparação dos valores máximos da aceleração vertical a meio vão para análises com e sem interacção ponte-comboio: a) comboio ETR-Y e b) comboio ICE2

É possível verificar para o comboio ETR-Y que a consideração da interacção permite obter uma redução para uma gama alargada de velocidades. Esta redução é mais pronunciada para a velocidade de ressonância, obtendo-se $1,01 \text{ m/s}^2$ quando não se considera a interacção e $0,78 \text{ m/s}^2$ quando a interacção é considerada, ou seja, uma redução de 23% da aceleração.

Tal como se verificou para o deslocamento, as reduções da aceleração para o comboio ICE2, são mais pronunciadas quando na modelação do comboio foram utilizadas as características definidas por Paffrath, alcançando neste caso 11% para a velocidade de 295 km/h, e apenas 5% quando na modelação do comboio são utilizados os parâmetros definidos pela comissão ERRI D214.

5.4.5 Avaliação do amortecimento adicional introduzido pelo comboio na estrutura

A Figura 5.38 representa o amortecimento adicional em função do vão da ponte, que deve ser considerado nas análises dinâmicas sem interacção ponte-comboio, de modo a se atingir os mesmos valores que seriam obtidos através de análises que tivessem em conta essa mesma interacção. Esta figura resultou de uma outra, já apresentada na secção 2.3.4 deste trabalho, na qual foram retirados os pontos referentes aos resultados que lhe deram origem.

Na mesma secção foram igualmente apresentados os pressupostos e as limitações da referida curva, em termos de comboios, vãos e relação L/f , que não estão indicados na EN 1991-2.

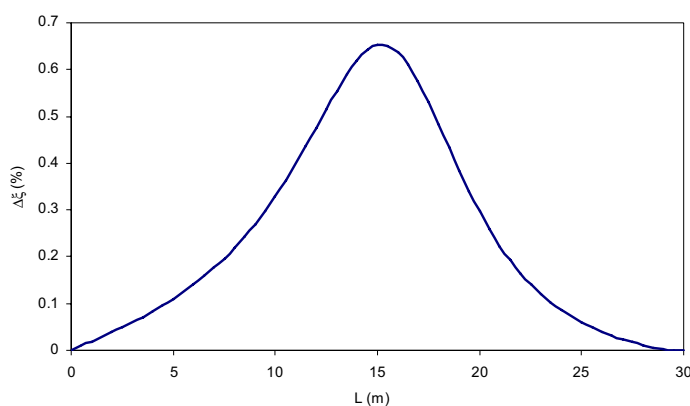


Figura 5.38 - Amortecimento adicional em função do vão

Definindo o amortecimento adicional como a energia que é transferida da ponte para os veículos que constituem os comboios, a referida comissão chegou às seguintes conclusões: i) pontes cujo vão seja inferior a 5 m, a energia transferida entre esta e o comboio é pequena, correspondendo então valores baixos de amortecimento adicional; ii) a energia transferida para os veículos, nas pontes que apresentem vãos superiores aos 30 m, pode ser novamente transferida para a ponte através da inversão do movimento da suspensão primária dos veículos. Neste caso o amortecimento adicional será nulo; iii) o caso referido

em ii) não sucede em pontes com vãos inferiores a 30 m, já que quando se dá a inversão do movimento da suspensão primária dos veículos, estes já não se encontram na ponte.

O viaduto del Genil é constituído por sete tramos simplesmente apoiados, com vãos de 46 m, pelo que nas análises dinâmicas sem interacção ponte-comboio não precisaria de ser utilizado amortecimento adicional.

Na Figura 5.39 está representado o amortecimento adicional em função da velocidade, que foi necessário considerar nas análises dinâmicas realizadas sem interacção ponte-comboio, para os comboios ETR-Y e ICE2, de modo a se obterem resultados semelhantes aos retirados das análises dinâmicas, em que esta interacção é considerada. O amortecimento adicional foi fixado, quando a comparação dos resultados, em termos de acelerações máximas a meio vão, não diferia mais do que 3% entre as análises dinâmicas realizadas com e sem interacção ponte-comboio.

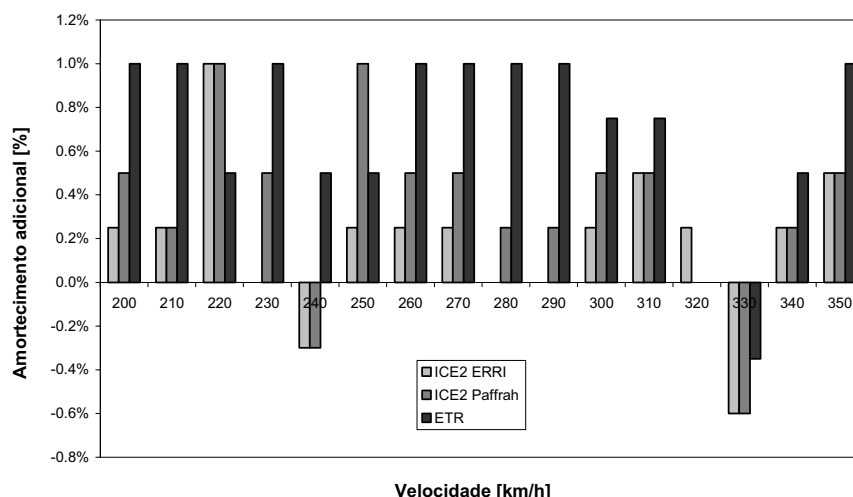


Figura 5.39 - Amortecimento adicional em função da velocidade

Da observação da figura é possível concluir que, os amortecimentos adicionais utilizados nas análises dinâmicas com o comboio ICE2 com os parâmetros definidos no ERRI D214/RP9, são sempre inferiores ou iguais aos que foram utilizados quando os parâmetros são os definidos por Paffrath.

Para a gama de velocidades junto ao pico de ressonância, pertencente ao intervalo de 270 a 310 km/h, o amortecimento adicional mínimo é de 0% e 0,25%, respectivamente, para comboio com parâmetros definidos no ERRI D214 e parâmetros apresentados por Paffrath.

Os efeitos da interacção entre a ponte e o comboio ETR-Y são bastante pronunciados, como se pode observar pelos valores dos amortecimentos adicionais utilizados nas análises dinâmicas sem interacção ponte-comboio.

Para a mesma gama de velocidades considerada para o comboio ICE2, o amortecimento adicional mínimo a utilizar nas análises dinâmicas com o comboio ETR-Y, tem o valor de 0,75%.

É ainda possível observar que para a velocidade de 330 km/h, e para todas as análises dinâmicas efectuadas, o valor do amortecimento adicional é negativo, o que representa uma transferência de energia dos veículos para a ponte.

Mas, como já foi referido no capítulo II, os valores do amortecimento adicional que não correspondem a situações de velocidades de ressonância não devem ser considerados na elaboração de curvas de amortecimento adicional de dimensionamento.

As principais conclusões a retirar dos resultados apresentados e da análise do documento ERRI D214/RP4 são: i) análises dinâmicas realizadas com a utilização do amortecimento adicional definido no gráfico da EN1991-2, podem levar a resultados diferentes dos que os que seriam alcançados através de uma análise dinâmica em que a interacção entre o comboio e a ponte fosse considerada, pela inexistência de qualquer referência aos pressupostos que deram origem a este gráfico; ii) o facto de a curva do referido gráfico ter sido ajustada pelos valores mínimos, poderá levar em certas pontes a um dimensionamento muito conservativo.

Sendo assim, quando das análises dinâmica realizadas sem a interacção ponte-comboio, considerando o amortecimento adicional definido na EN1991-2, resultaram valores da aceleração vertical próximos, ou ligeiramente superiores, aos valores máximos regulamentares, deverão ser realizadas análises dinâmicas em que seja considerado a interacção entre a ponte e o comboio.

5.4.6 Distribuição espacial das acelerações verticais máximas no comboio

O conforto dos passageiros pode ser avaliado pela obtenção das acelerações verticais nas carruagens, e pela comparação destas com os limites definidos na EN 1990-A2 (2005). Estas acelerações podem variar substancialmente ao longo das diversas carruagens do próprio comboio.

O comboio ICE2 é composto por duas locomotivas e doze carruagens. Na Figura 5.40 e Figura 5.41 são apresentados os valores máximos da aceleração vertical relativos às locomotivas e carruagens do comboio ICE2 (parâmetros Paffrath e ERRI), em função da velocidade.

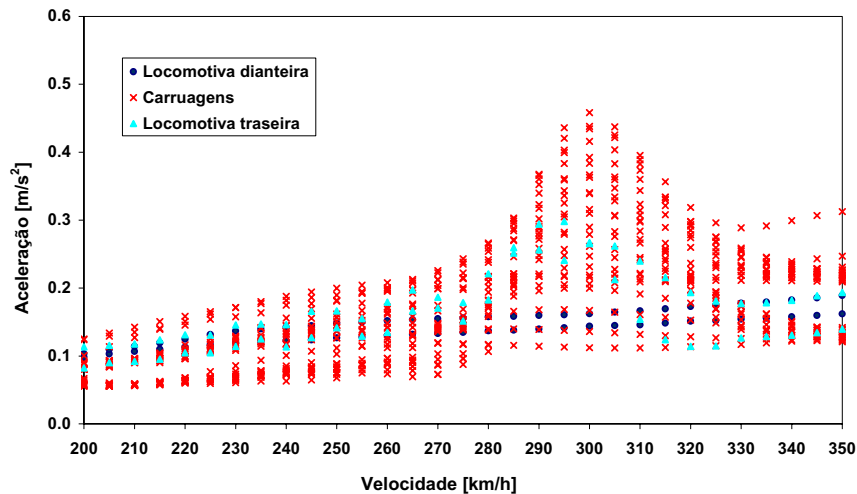


Figura 5.40 - Valores máximos da aceleração vertical nas locomotivas e carruagens do comboio ICE2, em função da velocidade, obtidos pela passagem sobre um tramo do viaduto, considerando os parâmetros definidos por Paffrath

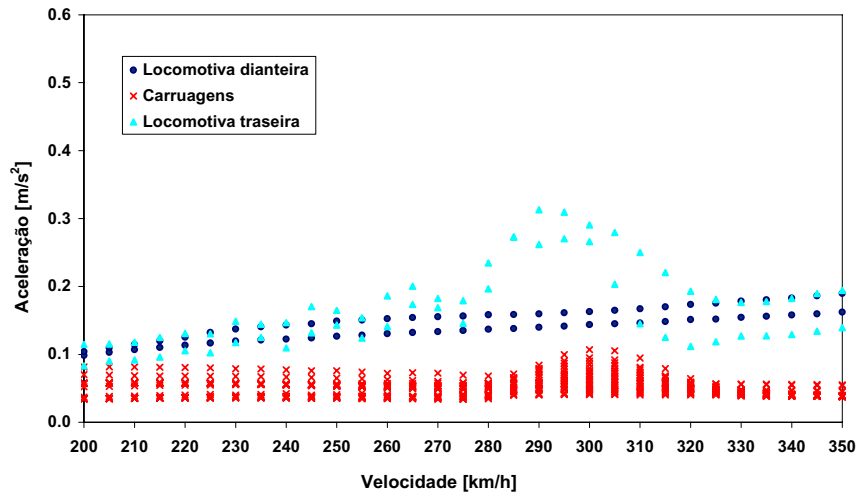


Figura 5.41 - Valores máximos da aceleração vertical nas locomotivas e carruagens do comboio ICE2, em função da velocidade, obtidos pela passagem sobre um tramo do viaduto, considerando os parâmetros definidos pelo ERRI

Pode-se observar que a diferença existente nos valores das cargas por eixo entre as locomotivas (195 kN) e carruagens (112 kN) do comboio ICE2, não se reflecte em termos de aceleração vertical no comboio, quando na modelação deste foram utilizados os parâmetros indicados por Paffrath. A envolvente produzida pelos valores máximos da aceleração dos pivots das carruagens cobre sempre os valores máximos da aceleração das locomotivas. Os valores máximos da aceleração nos pivots das locomotivas e carruagens têm os valores, respectivamente, de $0,298 \text{ m/s}^2$ e $0,459 \text{ m/s}^2$.

Com os parâmetros definidos no ERRI, as locomotivas do comboio ICE2 apresentam sempre valores de aceleração vertical superiores aos das carruagens.

Analisando agora a resposta em termos de valores máximos absolutos da aceleração vertical para cada pivot das carruagens, pode dizer-se que estas apresentam um valor médio de $0,300 \text{ m/s}^2$ e um desvio padrão de $0,0934 \text{ m/s}^2$, no caso dos parâmetros serem os do Paffrath, e de $0,066 \text{ m/s}^2$, com desvio padrão de $0,0168 \text{ m/s}^2$, quando são utilizados os parâmetros do ERRI.

Pode-se ainda observar que o valor da aceleração nas locomotivas dianteiras apresenta um crescimento linear, não sendo perturbada por qualquer forma de ressonância, ao contrário das carruagens e das locomotivas, como seria de esperar.

A grande diferença nas características das suspensões das carruagens (parâmetros de Paffrath e ERRI) do comboio ICE2, explica as diferenças nos efeitos da interacção ponte-comboio e consequentemente os valores da aceleração vertical das carruagens.

Na Figura 5.42 é apresentado a comparação em termos de registos temporais da aceleração vertical no 2º pivot da penúltima carruagem, para as velocidades de 200 km/h e 295 km/h, obtidos com o comboio ICE2 e considerando os diferentes parâmetros das suspensões.

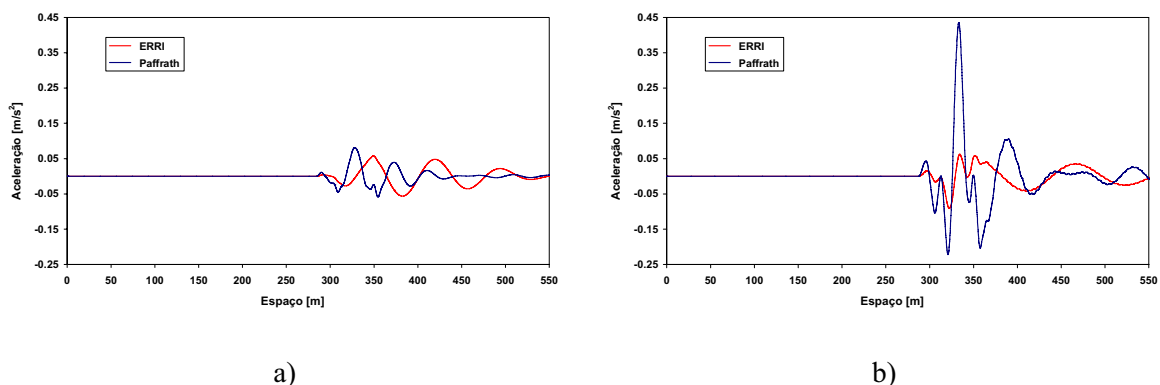


Figura 5.42 - Registos temporais da aceleração vertical no 2º pivot da penúltima carruagem do comboio ICE2: a) $v = 200 \text{ km/h}$ e b) $v = 295 \text{ km/h}$

Com o objectivo de se estudar a influência de cada parâmetro das suspensões das carruagens, nos efeitos da interacção entre o comboio e a ponte, foram realizadas quatro análises dinâmicas para a velocidade de 295 km/h, nas quais apenas um dos parâmetros era alterado (rigidez e constante de amortecimento, de ambas as suspensões).

No Quadro 5.5 são apresentados os valores dos parâmetros das suspensões das carruagens, utilizados nestas análises, sendo apresentado no Quadro 5.6 os resultados obtidos através das referidas análises, em termos de deslocamento (u_z) e aceleração vertical a meio vão ($a_{z,p}$) da ponte, e aceleração no 2º pivot da ultima carruagem ($a_{z,c}$).

Quadro 5.5 - Características das suspensões das carruagens do comboio ICE2, utilizadas nas análises dinâmicas

Suspensões		ERRI	Paffrath	Caso 1	Caso 2	Caso 3	Caso 4	Uni.
Primária	K_p	1600,0	1940,0	1600,0	1600,0	1600,0	1940,0	kN/m
	c_p	20,0	2,4	1,92	20,0	20,0	24,25	kN.s/m
	c_2	0,0125	0,0012	0,0012	0,0125	0,0125	0,0125	s
Secundária	K_s	300,0	1410,0	300,0	300,0	1410,0	1410,0	kN/m
	c_s	6,0	40,0	6,0	40,0	28,2	28,2	kN.s/m
	c_2	0,0200	0,0284	0,020	0,0284	0,0200	0,0200	s

Quadro 5.6 - Resultados das análises dinâmicas em que foram consideradas diferentes características das suspensões das carruagens do comboio ICE2

Grandeza	ERRI	Paffrath	Caso 1	Caso 2	Caso 3	Caso 4
u_z (mm)	4,17	4,05	4,17	4,16	4,14	4,12
$a_{z,p}$ (m/s ²)	0,983	0,916	0,988	0,978	0,945	0,940
$a_{z,c}$ (m/s ²)	0,099	0,400	0,116	0,102	0,340	0,355

É possível concluir que os menores efeitos da interacção ponte-comboio, quando se utiliza os parâmetros definidos no ERRI, se ficam a dever ao baixo valor da rigidez da suspensão secundária (300 kN/m), quando comparados com os valores da rigidez da mesma suspensão, apresentados por Paffrath (1410 kN/m).

As grandes diferenças entre constantes de amortecimento, ao nível das suspensões primárias, não se repercutem em termos de resultados, já que nenhum modo de vibração do comboio (ver 3.2.1) se encontra próximo dos modos de vibração da ponte, e é nesses casos que este parâmetro tem mais efeito em termos de resultados.

Os factos referidos anteriormente mostram a extrema importância na definição correcta dos parâmetros de um qualquer comboio, para a avaliação do conforto dos passageiros, durante a passagem por uma ponte ferroviária numa via de alta velocidade.

O comboio ETR é composto por duas locomotivas, com cargas por eixo de 187 kN, e 10 carruagens com cargas por eixo no valor de 120 kN.

Na Figura 5.43 são apresentados os valores máximos da aceleração vertical nas locomotivas e carruagens do comboio ETR-Y, em função da velocidade.

Os valores da aceleração na locomotiva dianteira apresentam, para os dois pivots, um crescimento praticamente constante e pouco acentuado em função da velocidade, atingindo o máximo $0,26 \text{ m/s}^2$, para a velocidade de 350 km/h.

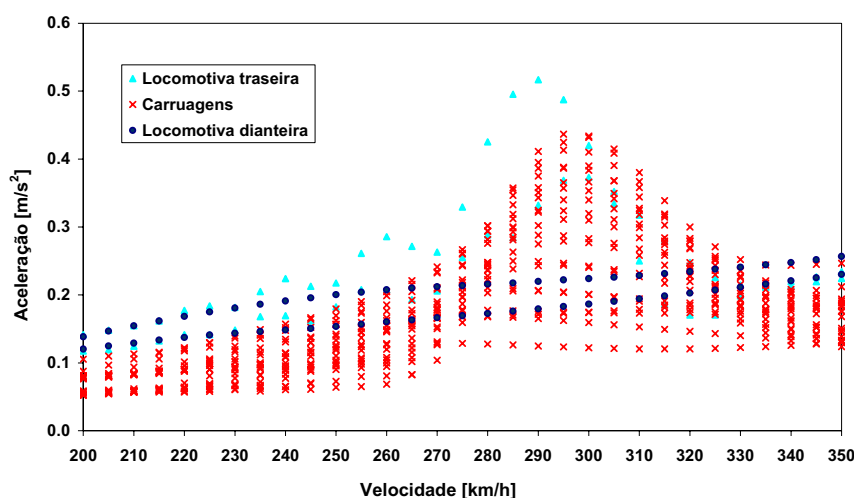


Figura 5.43 - Valores máximos da aceleração vertical nas locomotivas e carruagens do comboio ETR-Y, em função da velocidade, obtidos pela passagem sobre 1 tramo do viaduto

É possível verificar-se que os valores máximos da aceleração são obtidos para os pivots da locomotiva traseira ($0,517 \text{ m/s}^2$), e que estes são sempre inferiores a $1,0 \text{ m/s}^2$, o que corresponde a um nível de conforto muito bom.

Analisando a resposta em termos de valores máximos absolutos de aceleração para cada pivot das carruagens, pode dizer-se que estes apresentam um valor médio de $0,296 \text{ m/s}^2$ e um desvio padrão de $0,0091 \text{ m/s}^2$, valores estes, próximos dos obtidos para o comboio ICE2 quando considerados os parâmetros apresentados por Paffrath.

Para a velocidade de 295 km/h, onde é atingido o máximo valor da aceleração nas carruagens, o primeiro pivot da segunda carruagem tem uma aceleração de apenas 28% deste valor.

A comparação dos valores da aceleração vertical, em todos os pivots das carruagens nos dois comboios, permite retirar algumas conclusões particulares: i) o pivot situado na parte dianteira de qualquer carruagem tem sempre valores de aceleração mais baixos do que o pivot situado na parte traseira da mesma carruagem; ii) considerando os máximos valores das acelerações obtidos para cada um dos pivots das carruagens, o mínimo destes valores é alcançado para o primeiro pivot da segunda carruagem, e o máximo para o segundo pivot da penúltima carruagem (com excepção feita quando para o comboio ICE2 se utiliza os parâmetros do ERRI D214, sendo, neste caso, atingido o máximo valor no segundo pivot da última carruagem).

5.4.7 Influência do número de vãos do viaduto considerado nas análises dinâmicas

Na EN 1990-A2 é referido que as análises dinâmicas com interacção ponte-comboio devem ser realizadas com um número suficiente de vãos da estrutura de modo a que se possam desenvolver fenómenos de ressonância nas suspensões dos veículos.

Para ter em conta este efeito, e quando as análises dinâmicas são realizadas sem interacção ponte-comboio, a mesma norma sugere a aplicação de um factor de 0,7 aos valores de L/δ definidos na Figura 2.19, no caso de pontes simplesmente apoiadas com um ou dois tramos e no caso de pontes contínuas com dois tramos.

Com o propósito de estudar a influência do número de vãos do viaduto na aceleração vertical dos comboios são apresentados os registos temporais relativos à referida grandeza nas 2ª (1º pivot) e penúltima (2º pivot) carruagens dos comboios ICE2 (Figura 5.44) e ETR-Y (Figura 5.45) obtidos pela passagem por 1 e 5 tramos do viaduto.

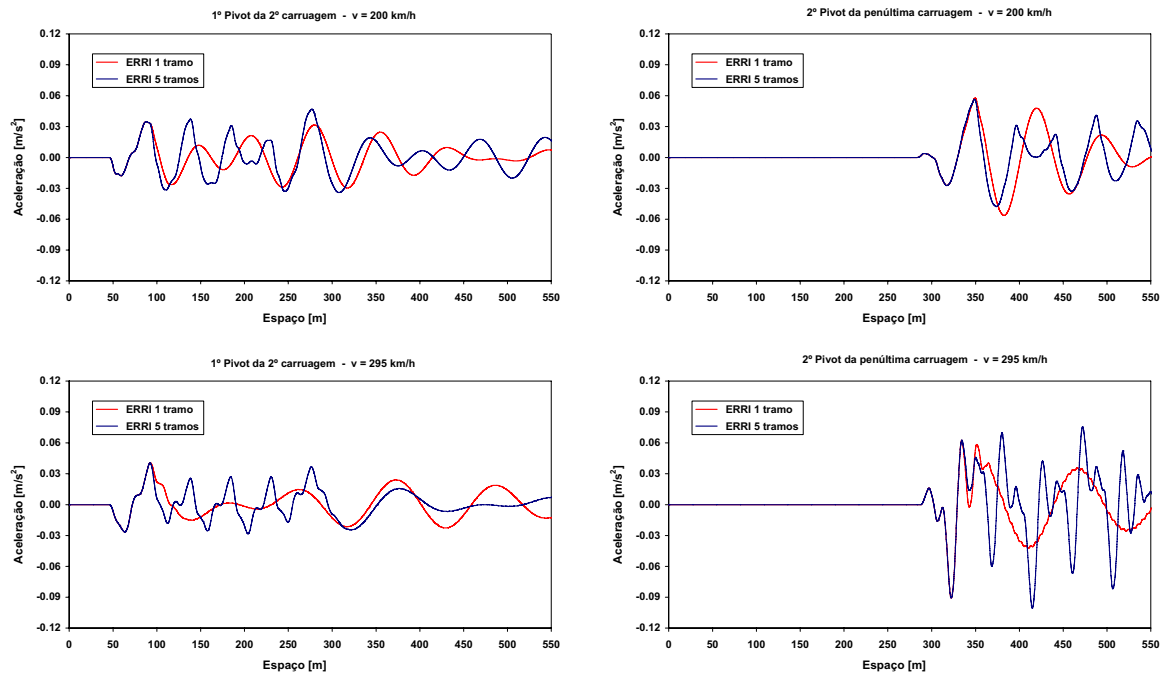


Figura 5.44 - Registo temporais relativos à aceleração vertical na caixa da 2ª (1º pivot) e da penúltima carruagem (2º pivot) do comboio ICE2 obtidos pela passagem por 1 e 5 tramos do viaduto, à velocidade de: a) 200 km/h e b) 295 km/h

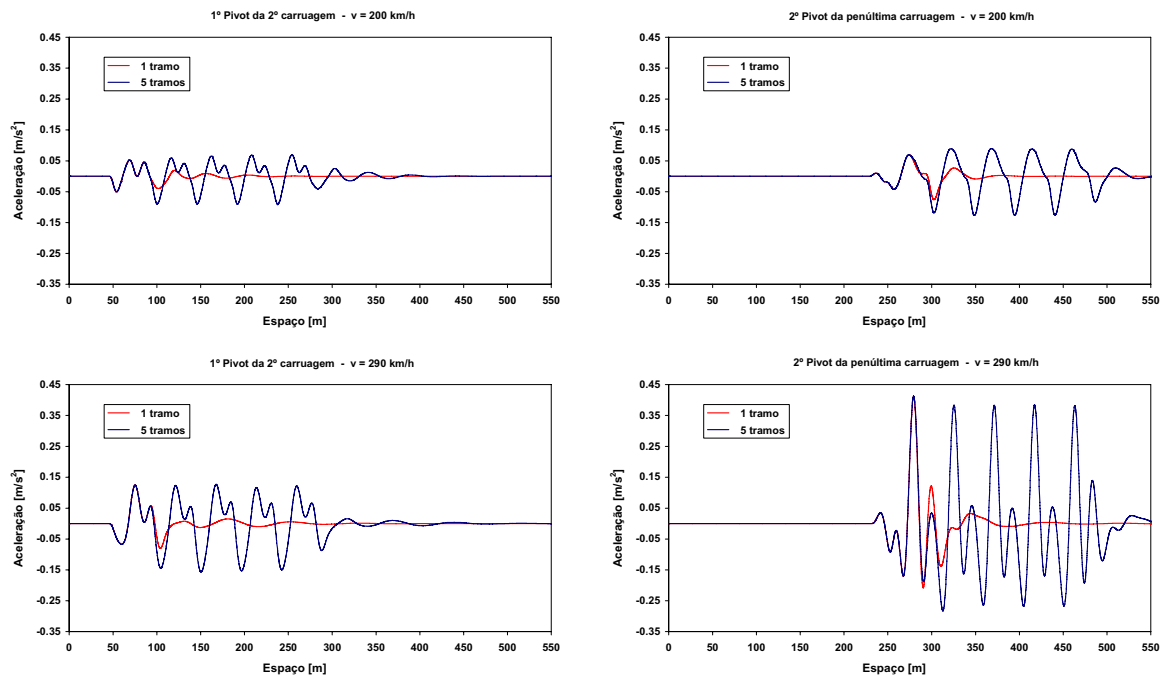


Figura 5.45 - Registo temporais relativos à aceleração vertical na caixa da 2ª (1º pivot) e da penúltima carruagem (2º pivot) do comboio ETR-Y obtidos pela passagem por 1 e 5 tramos do viaduto, à velocidade de: a) 200 km/h e b) 290 km/h

A observação das figuras permite concluir que não se verificam fenómenos de ressonância nas caixas, por estas apresentarem frequências de ressonância (Quadro 3.4) afastadas das frequências de passagem (f_p) nas velocidades de ressonância da estrutura (v_{res})

$$f_p = v_{res} / L$$

sendo L o comprimento de cada vão da ponte.

Os valores máximos da aceleração vertical relativos às locomotivas e carruagens dos comboios ICE2 e ETR-Y obtidos pela passagem por cinco tramos do viaduto del Genil são apresentados nas Figura 5.46 e Figura 5.47.

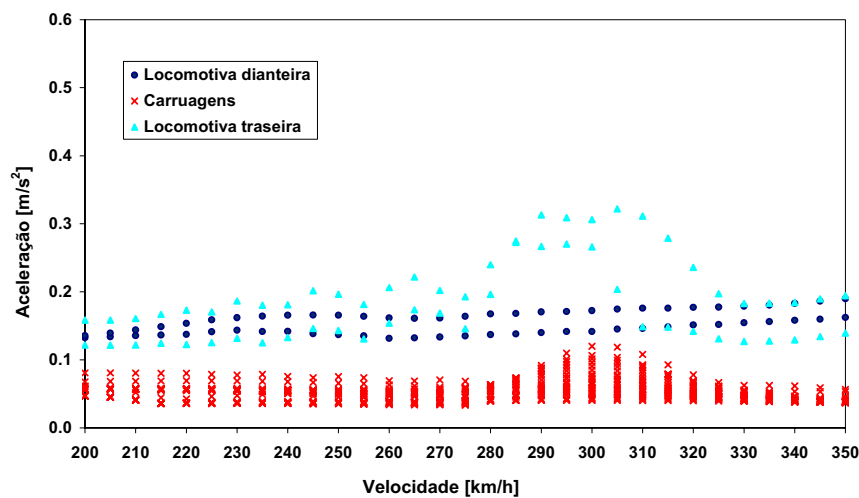


Figura 5.46 - Valores máximos da aceleração vertical nas locomotivas e carruagens do comboio ICE2, em função da velocidade, obtidos pela passagem sobre cinco tramos do viaduto, considerando os parâmetros definidos pelo ERRI

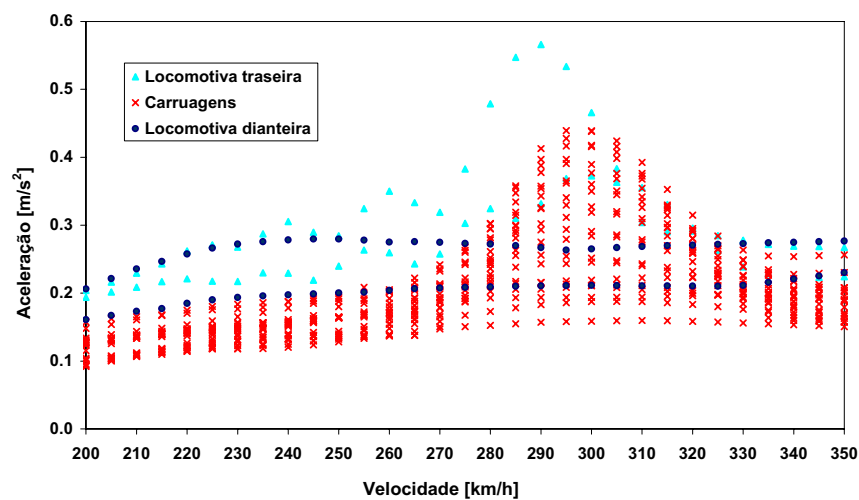


Figura 5.47 – Valores máximos aceleração vertical nas locomotivas e carruagens do comboio ETR-Y, em função da velocidade, obtidos pela passagem sobre cinco tramos do viaduto

A observação da figura permite concluir que os valores máximos da aceleração vertical, obtidos pela passagem sobre cinco tramos do viaduto, são sempre superiores aos alcançados com a passagem sobre apenas um tramo do mesmo viaduto.

No Quadro 5.7 apresentam-se os valores médios e máximos da aceleração vertical relativos às locomotivas dianteira e traseira e carruagens dos comboios ICE2 e ETR-Y. É ainda apresentada a relação entre valores obtidos nas análises com um e cinco tramos do viaduto.

Quadro 5.7 - Valores médios e máximos da aceleração vertical nas locomotivas e carruagens dos comboios ICE2 e ETR-Y

		Locomotiva dianteira	Carruagens	Locomotiva traseira
ICE2 Máximo	$a_{IT} (m/s^2)$	0,190	0,107	0,313
	$a_{ST} (m/s^2)$	0,190	0,120	0,322
	a_{IT}/a_{ST}	1,00	0,89	0,97
ICE2 Média	$a_{IT} (m/s^2)$	0,176	0,064	0,290
	$a_{ST} (m/s^2)$	0,176	0,069	0,290
	a_{IT}/a_{ST}	1,00	0,93	1,00
ETR-Y Máximo	$a_{IT} (m/s^2)$	0,257	0,437	0,517
	$a_{ST} (m/s^2)$	0,280	0,439	0,566
	a_{IT}/a_{ST}	0,92	0,99	0,91
ETR-Y Média	$a_{IT} (m/s^2)$	0,243	0,292	0,428
	$a_{ST} (m/s^2)$	0,258	0,304	0,451
	a_{IT}/a_{ST}	0,94	0,96	0,95

Como é possível verificar pela análise do quadro, as relações entre os valores da aceleração vertical, obtidos com um e cinco tramos do viaduto del Genil, estão bastante distantes dos 0,7 (em termos de deslocamento vertical) apresentados na EN1990-A2, sendo o valor mínimo (0,89) alcançado para as carruagens do comboio ICE2. Apesar de não ser possível efectuar uma comparação directa entre os resultados obtidos (em termos de acelerações) e os indicados na norma (em termos de deslocamentos) a utilização das relações apresentadas na referida norma podem conduzir, em alguns casos, a um sob-dimensionamento da estrutura no que se refere ao conforto dos passageiros.

Na Figura 5.48 e Figura 5.49 encontram-se representados os valores médios e máximos da aceleração vertical nas carruagens do comboio ICE2 e ETR-Y, em função da velocidade, obtidos pela passagem por 1 e 5 tramos do viaduto.

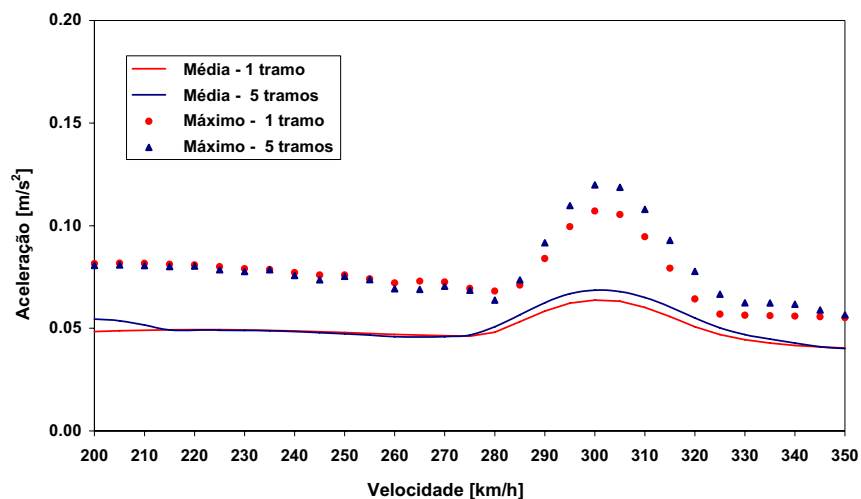


Figura 5.48 - Valores médios e máximos da aceleração vertical nas carruagens do comboio ICE2, em função da velocidade, obtidos pela passagem por 1 e 5 tramos do viaduto, considerando os parâmetros definidos no ERRI

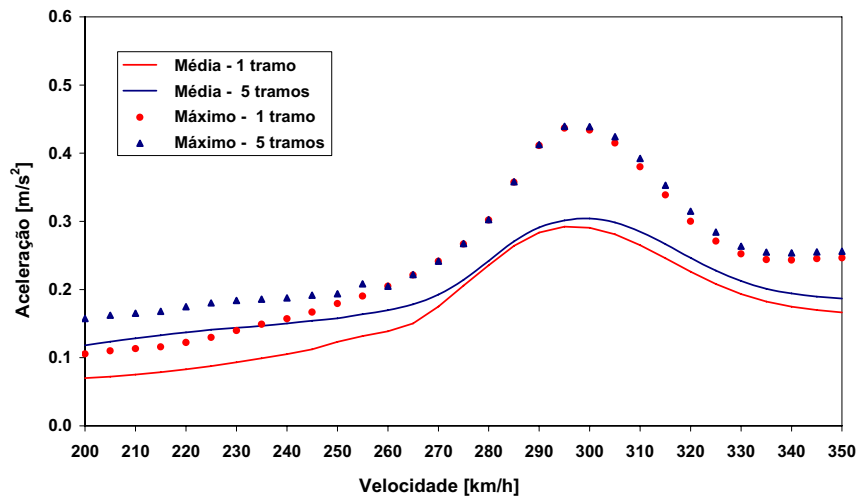


Figura 5.49 - Valores médios e máximos da aceleração vertical nas carruagens do comboio ETR-Y, em função da velocidade, obtidos pela passagem por 1 e 5 tramos do viaduto

5.5 CONCLUSÕES

Neste capítulo foi apresentada a análise determinística da resposta dinâmica do viaduto ferroviário del Genil, segundo os pressupostos indicados na EN 1991-2 e EN 1990-A2.

As análises dinâmicas sem interacção ponte-comboio foram realizadas através da implementação de uma metodologia de cargas móveis no programa de elementos finitos SAP2000. As análises dinâmicas com interacção ponte-comboio foram realizadas com o programa Femix.

Na avaliação dos efeitos dinâmicos globais da estrutura foram utilizadas modelos com elementos de viga e com elementos finitos de casca. Os resultados foram apresentados em termos de valores máximos do deslocamento, da aceleração, do momento flector na secção de meio vão e do esforço transversal no apoio. Foram ainda apresentadas as respectivas amplificações dinâmicas.

Através dos resultados destas análises foi possível concluir que: i) os valores máximos foram obtidos com a passagem do comboio A7, pertencente ao modelo de cargas HSLM A, à velocidade de 270 km/h; ii) a relação entre os valores máximos das respostas, obtidas com o modelo de cargas HSLM A e com comboios reais, é de: 1,16 para o deslocamento e momento na secção de meio vão; 1,21 para o esforço transversal na secção do apoio e 1,23 para a aceleração na secção de meio vão; iii) os resultados alcançados com os comboios A5 a A9 do modelo de cargas HSLM A cobrem sempre os máximos valores obtidos com a passagem dos comboios reais, para as quatro grandezas consideradas; iv) as envolventes do modelo de cargas HSLM A, em termos de deslocamento e momento a meio vão e esforço transversal no apoio, cobrem totalmente a envolvente originada pelos comboios reais. Apenas para a velocidade de 220 km/h para deslocamentos e momentos a meio vão, e para as velocidades de 220 e 420 km/h para o esforço transversal no apoio, os valores das duas envolventes são praticamente coincidentes; v) apenas para a aceleração a meio vão e para algumas velocidades fora da ressonância, os comboios reais apresentam valores ligeiramente superiores aos alcançados com o modelo de cargas HSLM A, sendo a maior diferença (17%) alcançada para a velocidade de 385 km/h, ($0,42 \text{ m/s}^2$ com o comboio ICE2 e $0,36 \text{ m/s}^2$ com a passagem do comboio A2).

Os valores da razão entre os coeficientes dinâmicos relativos ao esforço transversal e ao momento flector situam-se entre 0,66 e 0,85, pelo que estes resultados sugerem a adopção de diferentes coeficientes dinâmicos, com uma redução do coeficiente dinâmico para esforços transversos.

A análise de efeitos dinâmicos locais na estrutura foi realizada com o propósito de se avaliar os factores que influenciam as acelerações de um tabuleiro constituído por uma viga caixão unicelular em betão armado pré-esforçado, tendo sido efectuada através do modelo com elementos finitos de casca.

Este tipo de tabuleiro apresenta grandes vãos para a laje superior entre almas (podem chegar aos 7,0 m), e para as consolas de ambos os lados do caixão (para um tabuleiro com 14 m largura, cada consola pode apresentar um vão de 3,0 m).

Foi apresentado um caso real de acelerações excessivas em tabuleiros deste tipo, que em casos extremos chegaram a ultrapassar os $3,5 \text{ m/s}^2$, definidos na EN 1990-A2. Os efeitos dos modos de vibração locais do tabuleiro foram uma das principais razões apresentadas para explicar a existência destas acelerações excessivas nos tabuleiros.

As medições realizadas, depois da aplicação de amortecedores, levaram a conclusão que a parte das acelerações devidas aos primeiros modos de vibração de flexão e torção da ponte eram muito pouco reduzidas, ao contrário da parte das acelerações que era devida ao primeiro modo local do tabuleiro, que apresentava uma redução substancial.

A aceleração ao longo da secção transversal a meio vão apresentou valores distintos em função dos nós se situarem em zonas flexíveis ou rígidas do tabuleiro. À medida que os nós se aproximam do meio da laje superior, ou do extremo da consola, ficam sujeitos aos efeitos dos modos locais de vibração, apresentando, portanto, valores mais elevados da aceleração. Os valores mais baixos da aceleração são obtidos para os nós situados nas almas, logo não estando sujeito aos efeitos das vibrações locais do tabuleiro.

Acelerações excessivas correspondentes a modos de vibração elevados dos elementos flexíveis das vigas caixão (com deslocamentos muito reduzidos) podem levar ao aparecimento de pontos brancos nas pedras do balastro, não provocando a instabilidade imediata do mesmo, mas a sua mais rápida deterioração.

Pode-se verificar que a consideração nas análises dinâmicas de modos de vibração com frequências até aos 60 Hz, não se traduziu num aumento das acelerações dos nós situados sobre as almas do caixão ao contrário dos nós situados nas zonas flexíveis do mesmo caixão.

Outro aspecto estudado foi a influência que a distribuição transversal das cargas referentes ao comboio pode ter nos valores da aceleração do tabuleiro. Conclui-se que apenas os nós localizados sob o caminho de cargas apresentavam valores ligeiramente diferentes dos obtidos sem a referida distribuição.

Foram ainda apresentados resultados referentes a análises dinâmicas com interacção ponte-comboio. As análises foram realizadas como os comboios ETR-Y e ICE2, sendo que para este último foram considerados parâmetros definidos pela comissão ERRI D214 (2001) e por Paffrath (1998).

Em termos de valores máximos do deslocamento a meio vão a consideração da interacção ponte-comboio permitiu obter valores inferiores da ordem dos 14% e 7%, respectivamente para o comboio ETR-Y e ICE2 (Paffrath).

Já no que se refere à aceleração, os valores máximos obtidos com interacção ponte-comboio foram 23% (ETR-Y) e 11% (ICE2, Paffrath) inferiores aos alcançados sem a interacção ponte-comboio.

A consideração dos parâmetros definidos no ERRI para o comboio ICE2 conduziu sempre a resultados mais próximos dos obtidos nas análises sem interacção ponte-comboio, pelo facto da suspensão secundária apresentar valores muito baixos de rigidez.

Sendo o viaduto del Genil constituído por sete tramos simplesmente apoiados, com vãos de 46 m, as análises dinâmicas sem interacção ponte-comboio não necessitariam de ser realizadas com o amortecimento adicional definido na EN 1991-2. Com o intuito de confrontar esta regra procedeu-se à realização de mais análises dinâmicas, tendo-se calculado o amortecimento adicional que seria necessário introduzir nas análises dinâmicas sem interacção ponte-comboio, de modo a se obter os mesmos resultados provenientes de uma análise com interacção ponte-comboio.

As principais conclusões retiradas dos resultados apresentados e da análise do documento ERRI D214/RP4 foram: i) análises dinâmicas realizadas com a utilização do amortecimento adicional, definido no gráfico da EN1991-2, podem levar a resultados diferentes dos que os que seriam alcançados através de uma análise dinâmica em que a interacção entre o comboio e a ponte fosse considerada, pela inexistência de qualquer referência aos pressupostos que deram origem a este gráfico; ii) o facto de a curva do referido gráfico ter sido ajustada pelos valores mínimos poderá levar a um dimensionamento muito conservativo.

Sendo assim, propõem-se que quando das análises dinâmica realizadas sem interacção ponte-comboio, utilizando o amortecimento adicional definido na EN1991-2, resultaram valores da aceleração vertical ligeiramente superiores, aos valores máximos regulamentares, poderão ser realizadas análises dinâmicas em que seja considerado a interacção ponte-comboio pois poderão justificar a não excedência desses limites.

A variabilidade espacial das acelerações nas carruagens ao longo do comboio foi um dos aspectos considerados durante a elaboração deste trabalho, com o objectivo de se tentar determinar os lugares mais confortáveis durante a passagem de um comboio por uma ponte.

Para os comboios estudados pode observar-se que o valor da aceleração nas locomotivas dianteiras apresentou um crescimento linear, não sendo perturbada por qualquer forma de ressonância, ao contrário das carruagens e das locomotivas.

Com os parâmetros definidos no ERRI, as locomotivas do comboio ICE2 apresentaram sempre valores de aceleração vertical superiores aos das carruagens.

Os valores da aceleração ao longo das carruagens dos comboios ETR-Y e ICE2 (Paffrath) apresentaram uma distribuição muito similar.

A comparação dos valores da aceleração vertical, em todos os pivots das carruagens nos dois comboios, permitiu retirar algumas conclusões particulares: i) o pivot situado na parte dianteira de qualquer carruagem tem sempre valores de aceleração mais baixos do que o pivot situado na parte traseira da mesma carruagem; ii) considerando os máximos valores das acelerações obtidos para cada um dos pivots das carruagens, o mínimo destes valores é alcançado para o primeiro pivot da segunda carruagem, e o máximo para o segundo pivot da penúltima carruagem (com excepção feita quando para o comboio ICE2 se utiliza os parâmetros do ERRI D214, sendo, neste caso, atingido o máximo valor no segundo pivot da última carruagem).

Na EN 1990-A2 é referido que as análises dinâmicas com interacção ponte-comboio devem ser realizadas com um número suficiente de vãos da estrutura de modo a que se possam desenvolver fenómenos de ressonância nas suspensões dos veículos.

Foi possível concluir que os valores máximos da aceleração vertical, obtidos pela passagem sobre um tramo do viaduto, foram sempre inferiores aos alcançados com a passagem sobre cinco tramos do mesmo viaduto, mas as relações entre os seus valores ficaram sempre bastante distantes dos 0,7 (em termos de deslocamento vertical) apresentados na EN1990-A2. O valor mínimo (0,89) foi alcançado para as carruagens do comboio ICE2. Sendo assim, e apesar de não ser possível efectuar uma comparação directa entre os resultados obtidos (em termos de acelerações) e os indicados na norma (em termos de deslocamentos), a utilização das relações apresentadas na referida norma podem conduzir em alguns casos, a um sob-dimensionamento da estrutura no que se refere ao conforto dos passageiros.

CAPÍTULO 6

SIMULAÇÃO ESTOCÁSTICA DA RESPOSTA DINÂMICA DO VIADUTO FERROVIÁRIO DEL GENIL

6.1 INTRODUÇÃO

A resposta dinâmica de um viaduto sob a acção de cargas de tráfego ferroviário a alta velocidade é muito dependente dos valores utilizados na definição das várias grandezas que caracterizam o próprio viaduto.

Devido à grande variabilidade das grandezas, tais como o módulo de elasticidade do betão, o amortecimento estrutural e a massa do tabuleiro, a EN 1991-2 recomenda que o cálculo das estruturas deva ser realizado com a consideração de valores extremos das grandezas envolvidas, de modo a se obter respostas dinâmicas mais desfavoráveis.

A introdução nas análises dinâmicas das irregularidades da via, bem como as suas características dinâmicas (balastro, travessas, etc), requerem modelos numéricos mais complexos, que tenham em conta a interacção entre a estrutura, a via e o próprio comboio. O aumento substancial do tempo de cálculo, provocado pela introdução destes modelos, não tem repercussões, da mesma ordem de grandeza, em termos de melhoramento das respostas dinâmicas envolvidas neste estudo. Tratando-se de uma simulação estocástica, que por si só, requer a realização de um número considerável de análises dinâmicas, optou-se por não se considerar os efeitos anteriormente referidos.

Neste capítulo é apresentada uma análise estocástica dos efeitos dinâmicos provocados pelas cargas de tráfego ferroviárias a alta velocidade no viaduto del Genil. A simulação do comportamento estrutural foi realizada através do método de Monte-Carlo, sendo esta, realizada em três fases (Santos, 2001): i) simulação estocástica das variáveis aleatórias

básicas; ii) análise determinística da resposta estrutural; iii) tratamento estatístico dos resultados.

Para cada uma das velocidades pertencentes ao intervalo [140, 420] km/h, com incrementos de 10 km/h, foram realizadas 31 simulações, considerando a passagem de cada um dos sete comboios reais referidos nos capítulos anteriores, e a passagem dos dez comboios pertencentes ao modelo de carga HSLM A.

As respostas dinâmicas foram analisadas em termos de valores máximos do deslocamento e aceleração vertical na secção de meio vão do tabuleiro.

Este estudo foi precedido de uma análise de sensibilidade da resposta dinâmica do viaduto às grandezas módulo de elasticidade do betão, massa do tabuleiro, módulo de torção e amortecimento estrutural, com vista a definir as variáveis aleatórias a utilizar nas simulações estocásticas.

6.2 ANÁLISE DE SENSIBILIDADE

Nesta secção é apresentada uma análise prévia de sensibilidade da resposta estrutural do viaduto em relação ao módulo de elasticidade do betão, à massa do tabuleiro, ao módulo de torção e ao amortecimento estrutural com o objectivo de definir as variáveis aleatórias a utilizar nas simulações estocásticas.

As análises foram efectuadas para o modelo de grelha e para o comboio A7 do modelo de carga HSLM, considerando-se, de cada vez, a variação de apenas umas das grandezas referidas.

No Quadro 6.1 indicam-se os valores tomados como base nessas análises.

Quadro 6.1 – Valores base do módulo de elasticidade do betão, massa do tabuleiro, módulo de torção e amortecimento estrutural

E (GPa)	m (t/m)	J (GPa)	ξ (%)
36,30	39,95	15,12	1,0

Na Figura 6.1 apresentam-se os valores máximos do deslocamento e da aceleração a meio vão, em função da velocidade, para valores da massa iguais a 0,8, 0,9, 1,0, 1,1 e 1,2 vezes o valor indicado no Quadro 6.1.

Verifica-se que o aumento da massa provoca uma diminuição nas frequências da estrutura e consequentemente da velocidade de ressonância, o que poderia provocar o aparecimento

de novas velocidades de ressonância, que anteriormente se situavam fora do intervalo de velocidades considerado nas análises.

Da observação da Figura 6.1 é possível concluir que os valores da aceleração são inversamente proporcionais aos valores da massa do tabuleiro, e que a grandeza deslocamento é pouco afectada pelas variações da mesma massa.

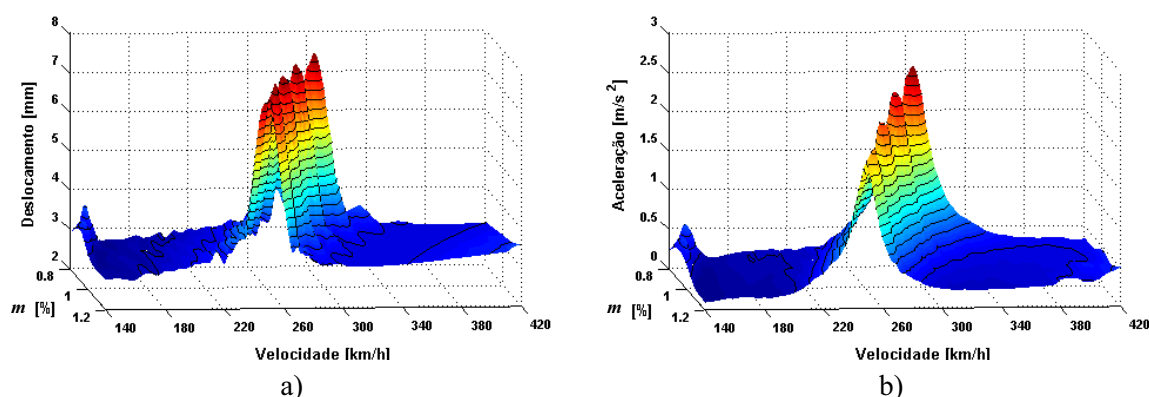


Figura 6.1 - Análise de sensibilidade da resposta em relação à massa do tabuleiro, em termos de: a) deslocamento máximo a meio vão e b) aceleração máxima a meio vão

Ao contrário do que sucede com a massa, a consideração de valores crescentes do módulo de elasticidade do betão, provoca um aumento das frequências da estrutura e consequentemente das velocidades de ressonância.

Da observação da Figura 6.2 é possível concluir que a variação do módulo de elasticidade do betão não tem repercussões na resposta da estrutura em termos de acelerações, ao contrário dos deslocamentos que diminuem com o aumento do módulo de elasticidade.

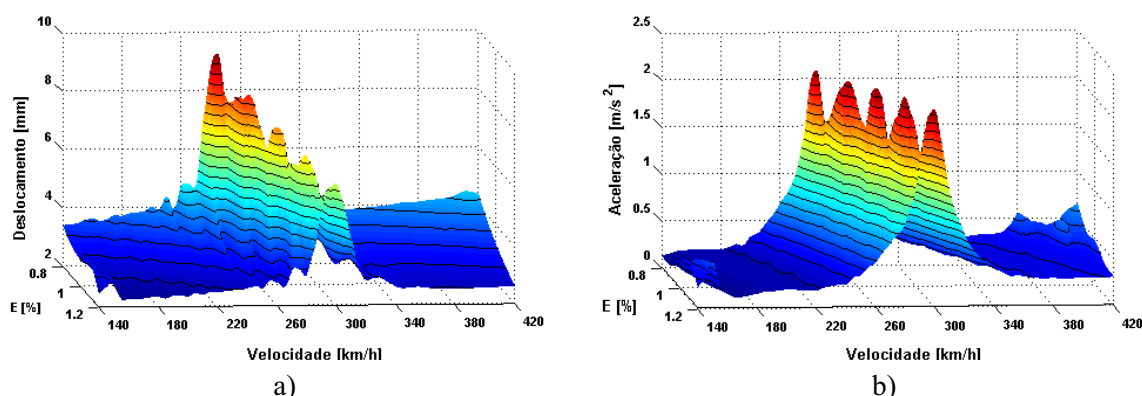


Figura 6.2 - Análise de sensibilidade da resposta em relação ao módulo de elasticidade, em termos de: a) deslocamento máximo a meio vão e b) aceleração máxima a meio vão

Na Figura 6.3 apresentam-se, por sua vez, os valores máximos da aceleração e deslocamento a meio vão, para valores do amortecimento estrutural iguais a 0,5, 0,6, 0,7, 0,8, 0,9, 1,0, 1,1, 1,2, 1,3, 1,4 e 1,5 vezes o valor indicado no Quadro 6.1.

Como era de esperar a variação do amortecimento estrutural não provoca variações das frequências da estrutura e consequentemente das velocidades de ressonância.

É possível concluir que o aumento do amortecimento estrutural provoca grandes reduções na resposta para velocidades próximas de velocidades de ressonância, e que para velocidades afastadas o seu efeito pouco se faz notar. As reduções são superiores para a aceleração verificando-se que um aumento de 0,5% do amortecimento provoca uma diminuição de cerca de 27% desta grandeza. Para o deslocamento, o mesmo aumento de amortecimento apenas reduz 17% o valor desta grandeza a meio vão

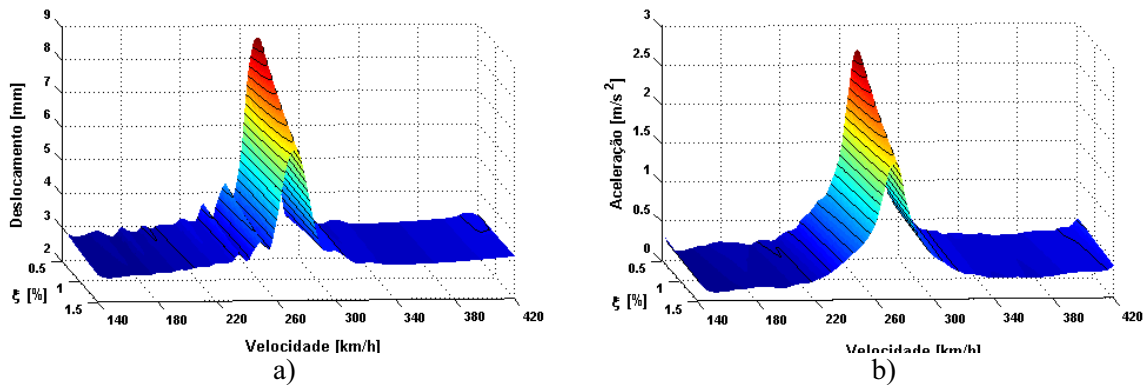


Figura 6.3 - Análise de sensibilidade da resposta em relação ao amortecimento estrutural, em termos de: a) deslocamento máximo a meio vão e b) aceleração máxima a meio vão

Como já foi referido anteriormente, os tabuleiros constituídos por vigas caixão unicelulares de betão pré-esforçado apresentam uma elevada rigidez à torção. Na Figura 6.4, pode-se observar que a variação dos valores do módulo de torção não têm qualquer influência na resposta da estrutura, em termos das grandezas aceleração e deslocamento. Deste modo o módulo de torção não foi considerado como variável aleatória nas simulações.

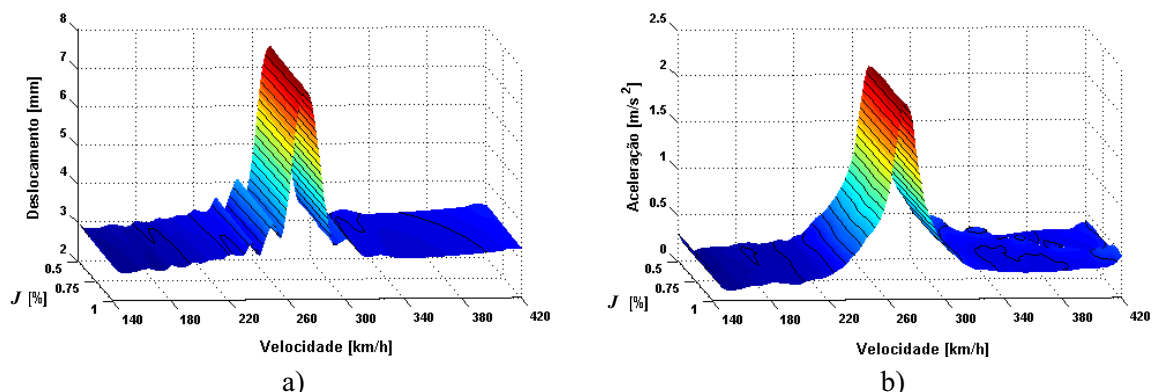


Figura 6.4 - Análise de sensibilidade da resposta em relação ao módulo de torção, em termos de: a) deslocamento vertical máximo a meio vão e b) aceleração vertical máxima a meio vão

Com base nesta análise prévia de sensibilidade definiu-se assim o módulo de elasticidade do betão e a massa do tabuleiro, como as variáveis aleatórias a utilizar nas simulações estocásticas, em consequência da influência destas variáveis na resposta dinâmica do viaduto, em especial quando ocorre fenómenos de ressonância.

No que se refere ao amortecimento, é fácil concluir que os maiores valores da resposta dinâmica são sempre obtidos para o coeficiente de amortecimento mais baixo, pelo que se decidiu considerar este coeficiente com um valor constante e igual ao indicado na EN 1991-2, ou seja, 1%.

6.3 CARACTERIZAÇÃO DAS VARIÁVEIS ALEATÓRIAS

A massa do tabuleiro de pontes ferroviárias corresponde não só à massa da estrutura, mas também às massas adicionais dos seguintes elementos: balastro, travessa, guardas, passeios, etc. Como consequência da contribuição individual destes elementos, aliada à própria variabilidade da massa volúmica do betão, torna-se difícil a quantificação correcta da massa de um tabuleiro.

A influência que a massa tem na resposta dinâmica levou a que fosse escolhida como uma das variáveis aleatórias nas simulações estocásticas.

O módulo de elasticidade é um dos parâmetros do betão mais difíceis de ser correctamente caracterizado. O seu ajuste à posteriori tem sido diversas vezes utilizado na calibração de modelos numéricos. Este facto é bem representativo da influência que este parâmetro pode ter nas análises dinâmicas, não só nos valores das deformações mas, principalmente nos valores das frequências da estrutura. Adoptou-se então este parâmetro como uma variável aleatória básica.

A evolução do módulo de elasticidade com o tempo foi igualmente considerada e analisada a sua influência na resposta dinâmica da estrutura.

6.3.1 Massa do tabuleiro

A variação da massa do tabuleiro foi atribuída às variações da massa do balastro, da massa volúmica do betão e da geometria da secção transversal do tabuleiro.

No que se refere à massa do balastro, m_b , a norma espanhola IAPF (2003) define três valores que devem ser utilizados nas análises dinâmicas: valor nominal, definido com base nas dimensões teóricas apresentadas no projecto (na falta de dados, deve-se utilizar uma espessura de 0,50 m); valor mínimo, correspondente a 70% do valor nominal e valor

máximo, 30% superior ao valor nominal. Neste estudo, o valor nominal da massa do balastro é igual a 9,09 t/m, pelo que a massa situa-se no intervalo [6,36; 11,82] (t/m).

No que diz respeito à massa volúmica do betão, ρ_c , a mesma norma refere que o seu valor, 2,5 t/m³, pode sofrer variações de 5%, pelo que se pode adoptar valores no intervalo [2,375; 2,625] (t/m³).

No anexo A da EN 1992-1-1 (2003) é referido que quando os desvios de uma secção de betão são inferiores a certos limites, é possível reduzir os coeficientes parciais de segurança a aplicar aos materiais. Este facto pressupõe que os desvios nas secções são sempre superiores aos máximos valores definidos na tabela A.1 deste anexo. Por esta razão, aos valores das espessuras dos elementos que constituem o tabuleiro aplicaram-se variações de mais ou menos 30 mm, o que resultou no intervalo [9,97; 11,03] (m²) para os valores da área do tabuleiro.

A massa total do tabuleiro é dada pela seguinte expressão:

$$m = \rho_c \times A + m_i \quad (6.1)$$

A massa m_i é igual à soma da massa do balastro (m_b) e das massas dos restantes elementos não estruturais (m_{nb})

$$m_i = m_b + m_{nb} \quad (6.2)$$

Considerando a parcela m_{nb} constante, e igual a 4,61 t/m, a variação de m_i ocorre apenas devido à variação da massa do balastro.

Os valores extremos da massa do tabuleiro são assim obtidos considerando simultaneamente os valores mínimos ou máximos de ρ_c , A , e m_b , ou seja:

$$\left. \begin{array}{l} m_{b,min} = 6,36 \text{ t/m} \\ A_{min} = 9,97 \text{ m}^2 \\ \rho_{c,min} = 2,37 \text{ t/m}^3 \end{array} \right\} \Rightarrow m_{min} = 34,65 \text{ t/m} \quad (6.3)$$

$$\left. \begin{array}{l} m_{b,max} = 11,82 \text{ t/m} \\ A_{max} = 11,03 \text{ m}^2 \\ \rho_{c,max} = 2,62 \text{ t/m}^3 \end{array} \right\} \Rightarrow m_{max} = 45,38 \text{ t/m} \quad (6.4)$$

A massa do tabuleiro foi assim considerada uma variável aleatória, com uma distribuição uniforme no intervalo [34,65; 45,38] (t/m).

6.3.2 Módulo de elasticidade do betão

Em Santos (2001) são apresentados valores do coeficiente de variação do módulo de elasticidade do betão, de diversas pontes portuguesas, tendo-se obtido: Ponte de São João, 6,84%; Ponte do Guadiana, 3,99%; Ponte do Freixo, 5,54%; Ponte Miguel Torga na Régua, 9,94%.

Neste trabalho o módulo de elasticidade do betão foi modelado por intermédio de uma distribuição normal, tendo-se adoptado um coeficiente de variação de 7,5%. O valor médio do módulo de elasticidade aos 28 dias de idade foi tomado igual a 36,3 GPa, o que resulta num desvio padrão de 2,72 GPa.

O valor médio do módulo de elasticidade do betão, $E_{cm}(t)$ para um determinado instante de tempo t foi obtido através da expressão:

$$E_{cm}(t) = \beta_{cc}(t)^{0,3} \times E_{cm} \quad (6.5)$$

com

$$\beta_{cc}(t) = \exp \left\{ s \left[1 - \left(\frac{28}{t} \right)^{1/2} \right] \right\} \quad (6.6)$$

sendo s , um coeficiente que depende do tipo de cimento, tomado igual a 0,20 para cimentos das classes de resistência CEM 42,5 R, CEM 52,5 N e CEM 52,5 R.

6.4 GERAÇÃO ARTIFICIAL DAS VARIÁVEIS ALEATÓRIAS

A modelação estocástica foi efectuada com base no método de simulação de Monte Carlo. Este método consiste na simulação das variáveis aleatórias básicas, $X^{(i)} = (X_1^{(i)}, X_2^{(i)}, \dots, X_n^{(i)})$, tendo em conta as respectivas distribuições probabilísticas, seguida de uma análise determinística da resposta estrutural ($Y^{(i)}$) associada a cada grupo de variáveis básicas e no tratamento probabilístico dessas respostas como uma amostra da distribuição de Y (Henriques, 1998).

A simulação das variáveis básicas é feita através da geração sucessiva de números com distribuições idênticas às respectivas variáveis. Para o efeito, recorreu-se ao método da transformação inversa, o qual permite transformar uma distribuição uniforme no intervalo $]0,1[$ na distribuição pretendida.

Seja então X a variável aleatória com distribuição não uniforme que se pretende amostrar e U a variável aleatória uniforme. Considerando a variável aleatória definida por:

$$U = F_X(x) = P(X \leq x) \quad (6.7)$$

sendo F_X a função distribuição da variável X , pode-se então definir a função distribuição de U da seguinte maneira:

$$\begin{aligned} F_U(u) &= P(U \leq u) = P(F_X(x) \leq u) = P[P(X \leq x) \leq u] = \\ &= \begin{cases} 0 & \Leftarrow u \leq 0 \\ P[X \leq F_X^{-1}(u)] & \Leftarrow 0 < u < 1 \\ 1 & \Leftarrow u \geq 1 \end{cases} \end{aligned} \quad (6.8)$$

Restringindo a função $F_U(u)$ para valores de $u \in]0,1[$, vem:

$$F_U(u) = P[X \leq F_X^{-1}(u)] = F_X[F_X^{-1}(u)] = u \quad (6.9)$$

Portanto, nas condições acima mencionadas, o facto da variável aleatória U ser uniforme no intervalo $]0,1[$ é equivalente à variável aleatória X ter função distribuição de probabilidade F_X .

As sequencias de números aleatórios, ou pseudo-aleatórios, com distribuição uniforme no intervalo $]0,1[$ foram geradas por intermédio da função “RAND” da biblioteca de funções do programa Excel (2002).

As sequências de números com distribuição uniforme no intervalo $]a,b[$ foram obtidas a partir das sequências de números uniformes aleatórios no intervalo $]0,1[$ por intermédio da relação:

$$X = a + (b - a) \times U \quad (6.10)$$

As sequências de números com distribuição normal foram obtidas a partir das sequências de números uniformes aleatórios, por intermédio do método da transformação inversa, tendo-se utilizado para o efeito a função “NORMINV” do Excel.

Na Figura 6.5 apresenta-se a aplicação do método da transformação inversa na geração de uma amostra da variável aleatória massa do tabuleiro.

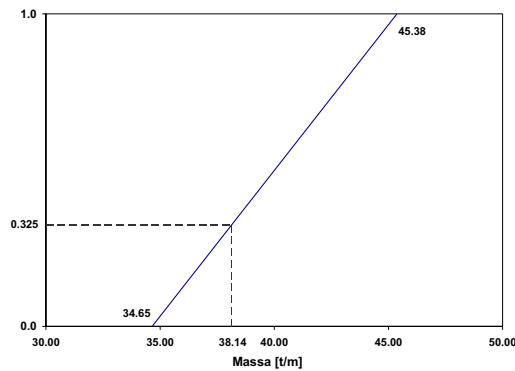


Figura 6.5 – Geração de uma amostra da variável aleatória massa do tabuleiro

A geração de uma amostra da variável aleatória módulo de elasticidade do betão (E) envolveu os seguintes passos: i) geração de um número aleatório correspondente à variável tempo no intervalo $]28; 10000[$ (dias); ii) obtenção dos parâmetros que caracterizam a distribuição normal do módulo de elasticidade no instante de tempo t , cujo valor médio é calculado pela expressão 6.5 e o desvio padrão por $\sigma = CV \times E_{cm}(t)$; iii) geração de um número aleatório correspondente a distribuição uniforme no intervalo $]0,1[$ e obtenção do módulo de elasticidade por intermédio do método da transformação inversa. A Figura 6.6 pretende ilustrar os passos descritos.

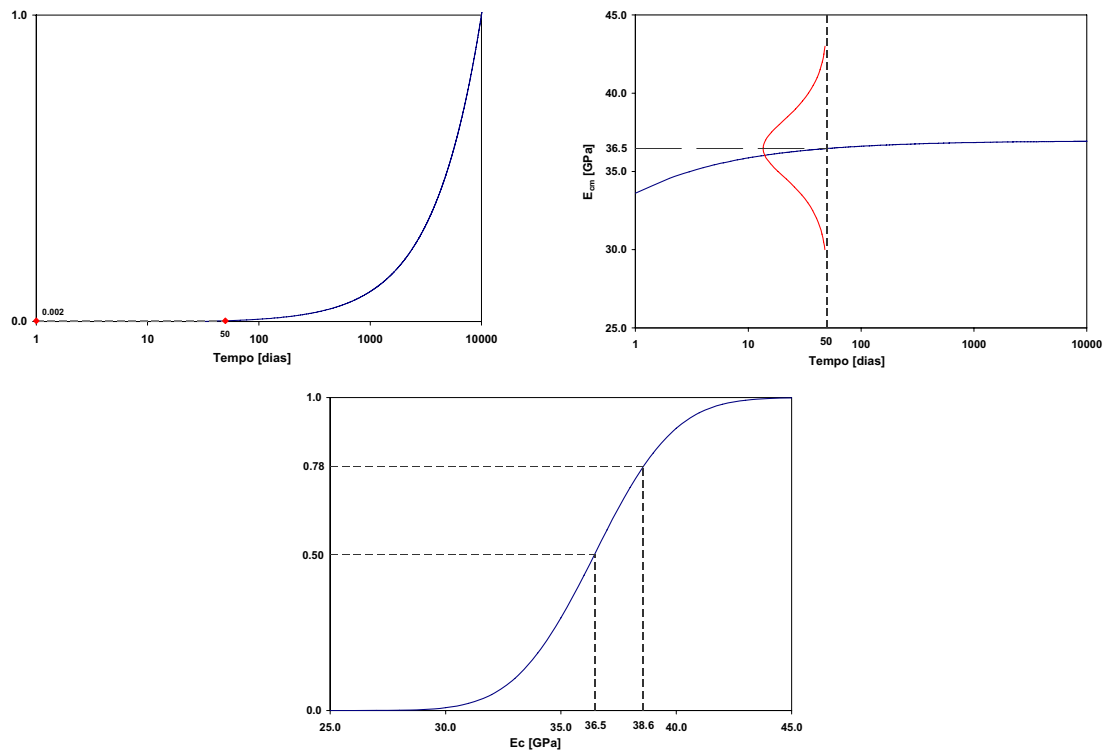


Figura 6.6 – Geração de uma amostra da variável aleatória módulo de elasticidade do betão

6.5 SIMULAÇÕES ESTOCÁSTICAS

6.5.1 Cenários de simulação

Os cenários de simulação considerados correspondem à passagem sobre um tramo do viaduto del Genil, dos comboios reais ETR-Y, EUROSTAR, ICE2, TGV, THALYS, TALGO e VIRGIN, e dos dez comboios que formam o modelo de carga HSLM A, circulando a velocidades entre 140 e 420 km/h, com incrementos de 10 km/h.

A análise da resposta dinâmica foi efectuada com base no método de simulação de Monte-Carlo, considerando 31 simulações para cada uma das velocidades e comboios, associadas a diferentes conjuntos de amostras das diversas variáveis aleatórias envolvidas. O número total de simulações foi de 15283 (31×29 (velocidades) \times 17 (comboios)).

O sistema de equações diferenciais de equilíbrio dinâmico foi resolvido pelo método da sobreposição modal, considerando um incremento de tempo $\Delta t = 0,003$ s e um coeficiente de amortecimento estrutural de 1%, para todos os modos de vibração da estrutura.

Em cada simulação foram registados os valores máximos da aceleração e do deslocamento na secção de meio vão do tabuleiro.

No Quadro 6.2 encontram-se os valores do módulo de elasticidade do betão e da massa do tabuleiro considerados em cada uma das 31 simulações, bem como o valor da primeira frequência vertical do tabuleiro, que apresenta um valor mínimo de 3,06 Hz e um máximo de 3,94 Hz.

Quadro 6.2 - Valores das variáveis aleatórias obtidos nas 31 simulações e do correspondente valor da 1ª frequência de flexão vertical da estrutura

Simulação	E (GPa)	m (t/m)	f (Hz)
1	34,44	40,41	3,14
2	35,03	40,71	3,16
3	35,10	43,48	3,06
4	35,98	43,52	3,10
5	38,58	38,14	3,42
6	38,54	39,21	3,38
7	38,67	41,82	3,27
8	38,88	44,24	3,19
9	39,17	40,91	3,33
10	39,36	44,25	3,21
11	40,94	44,48	3,27
12	40,33	44,83	3,23
13	42,17	40,27	3,48
14	42,23	40,41	3,48
15	42,48	42,53	3,40
16	43,96	36,94	3,71
17	43,78	41,25	3,51
18	44,30	38,33	3,66
19	44,08	44,74	3,38
20	44,94	43,20	3,47
21	47,55	35,43	3,94
22	49,41	44,19	3,60
23	37,50	43,43	3,16
24	38,82	35,55	3,56
25	42,87	40,63	3,50
26	45,70	38,60	3,70
27	45,77	44,06	3,47
28	42,03	44,36	3,31
29	39,24	37,47	3,48
30	37,68	39,47	3,33
31	36,30	39,95	3,25

6.5.2 Respostas dinâmicas

Na Figura 6.7 e Figura 6.8 apresentam-se, a título de exemplo, as respostas dinâmicas em termos do deslocamento e da aceleração vertical a meio vão, correspondentes às simulações 4 e 21, obtidos para os comboios reais (com exceção do comboio TALGO) e para o modelo de cargas HSLM A à velocidade de 340 km/h.

A observação das figuras permite verificar que na simulação 4 não ocorreram fenómenos de ressonância da estrutura para nenhum dos comboios. Já para a simulação 21 é possível identificar este fenómeno para a passagem de diversos comboios, em especial para o comboio real VIRGIN ($D = 23,9$ m) e para os comboios A6 ($D = 23,0$ m), A7 ($D = 24,0$ m) e A8 ($D = 25,0$ m) do HSLM A.

Refira-se que à velocidade $v = 340$ km/h, ou seja $94,44$ m/s, a frequência de excitação da estrutura, dada por $f = v / D$ é igual a $3,95$ Hz para o comboio VIRGIN e $3,94$ Hz para o comboio A7, e portanto praticamente coincidentes com a 1ª frequência natural da estrutura na simulação 21, que é igual a $3,94$ Hz.

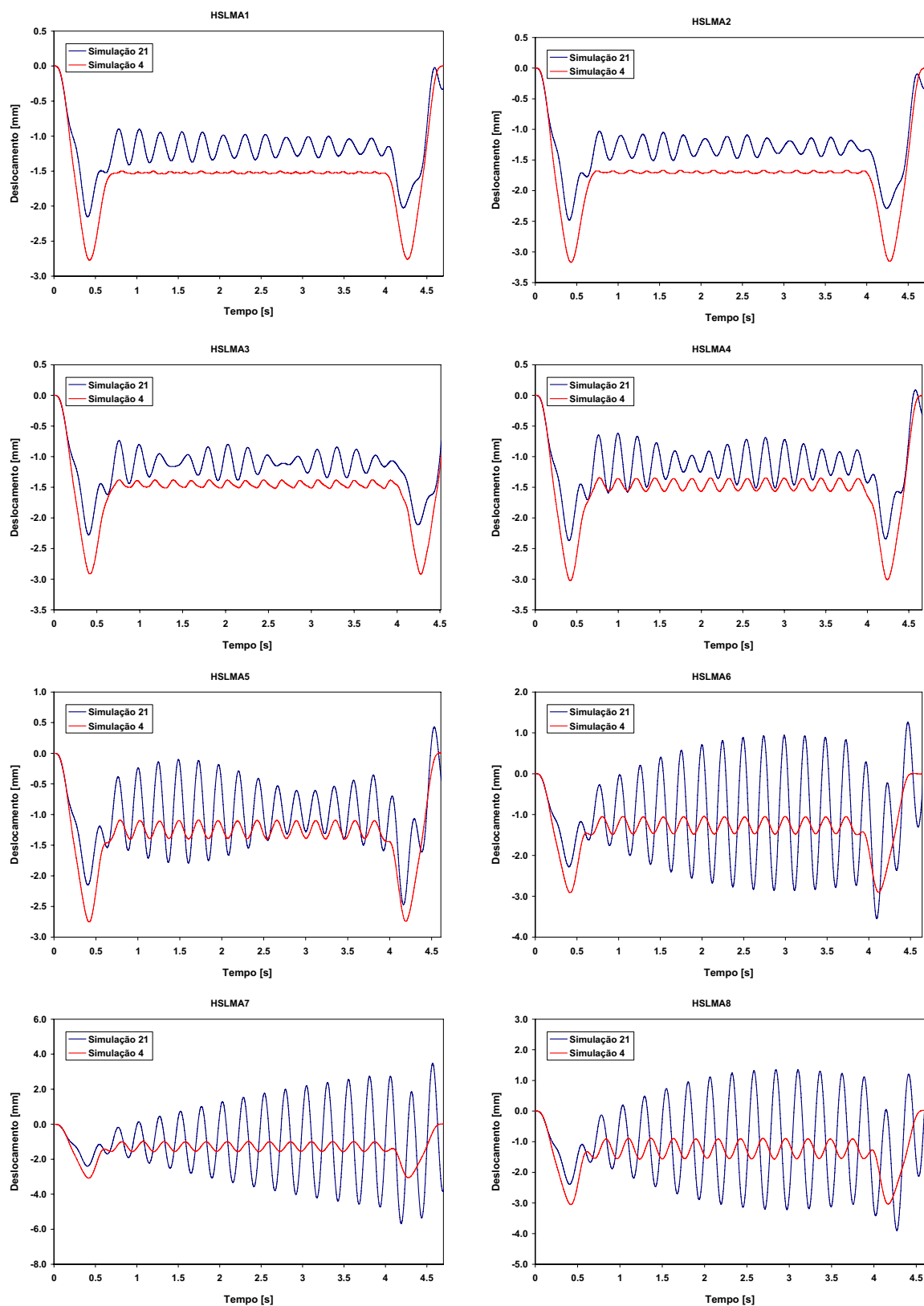


Figura 6.7 - Evolução temporal do deslocamento a meio vão nas simulações 4 e 21, para a velocidade de 340 km/h

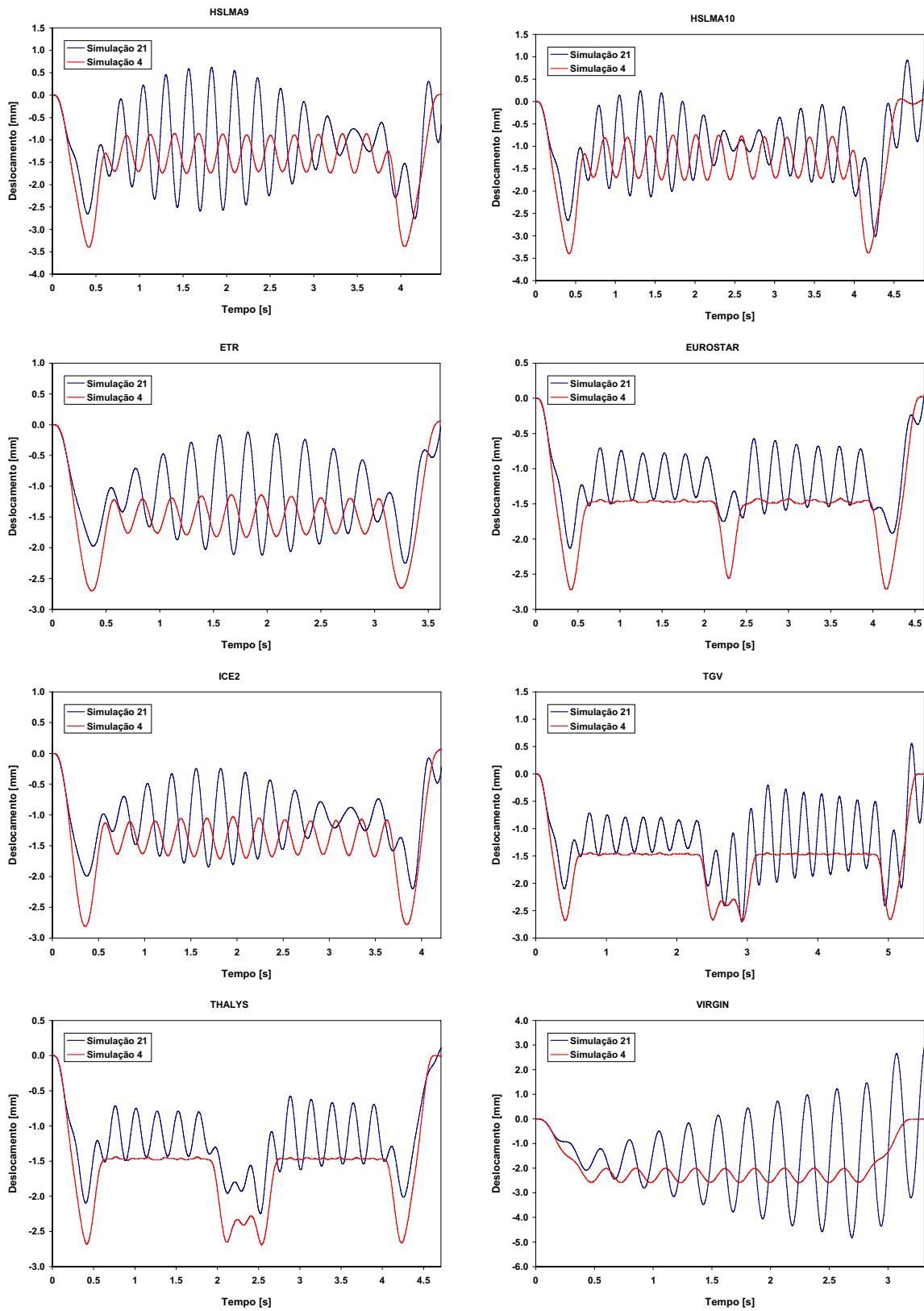


Figura 6.7 - (Continuação) Evolução temporal do deslocamento a meio vão nas simulações 4 e 21, para a velocidade de 340 km/h

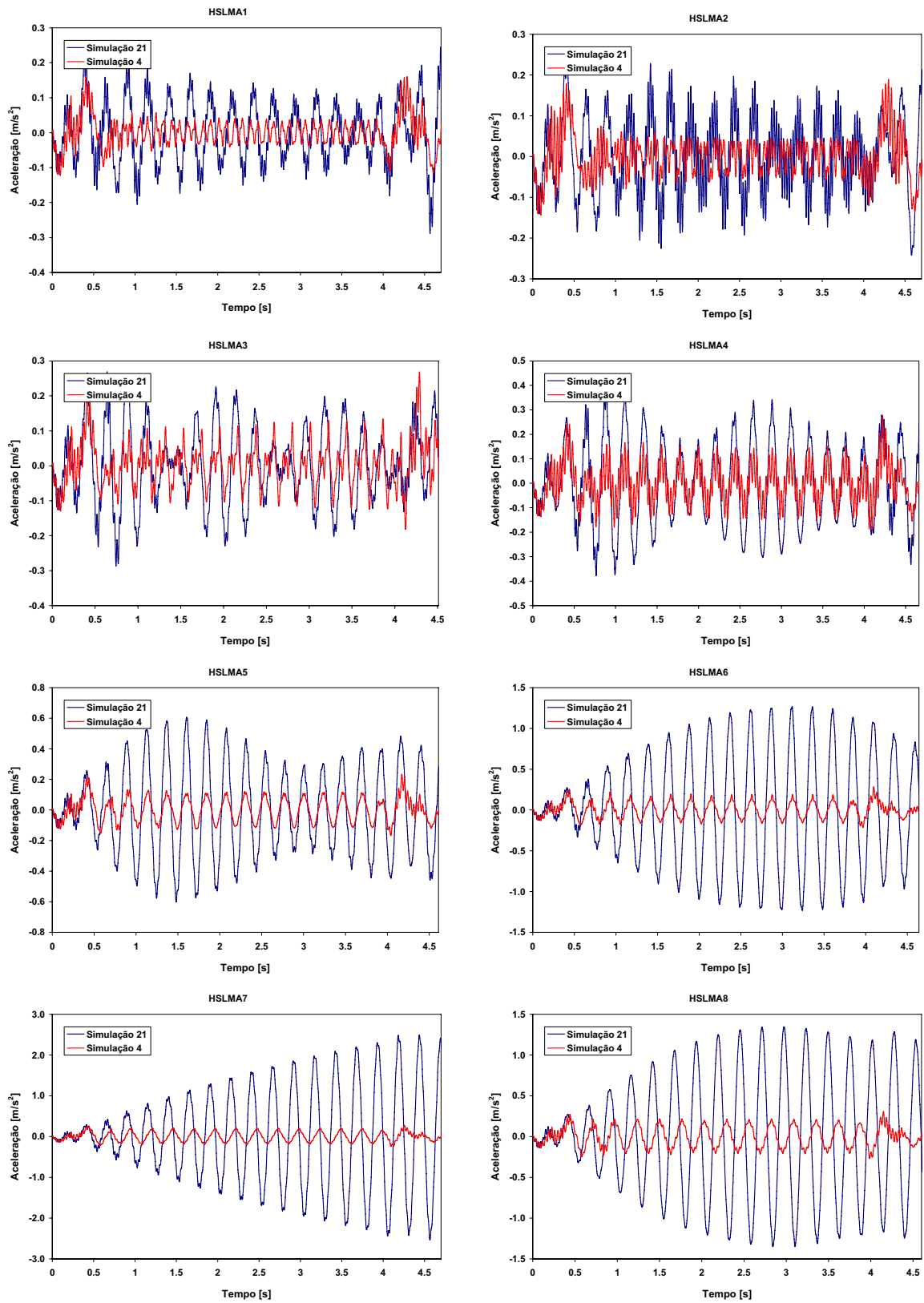


Figura 6.8 - Evolução temporal da aceleração a meio vão nas simulações 4 e 21, para a velocidade de 340 km/h

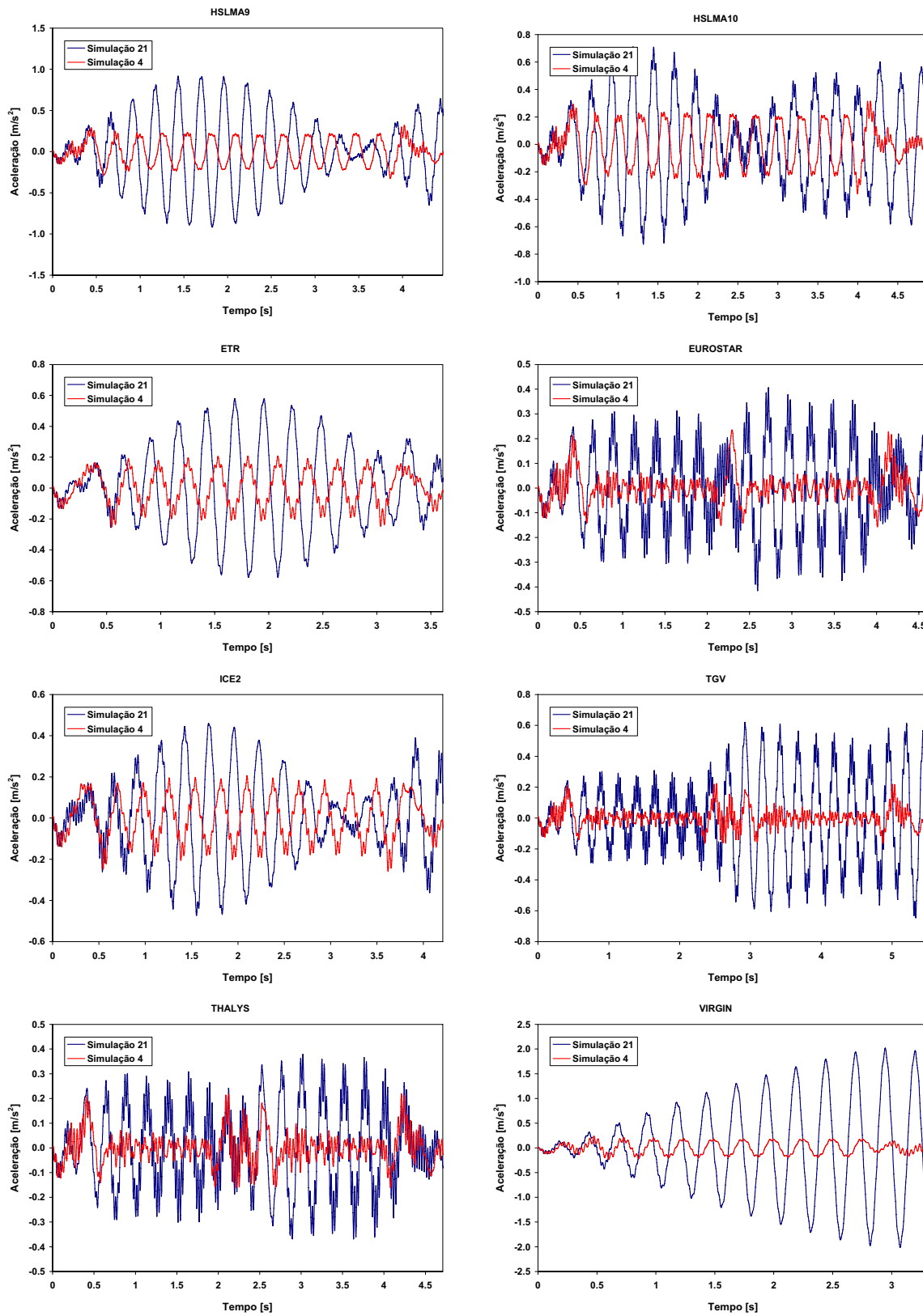


Figura 6.8 - (Continuação) Evolução temporal da aceleração a meio vão nas simulações 4 e 21, para a velocidade de 340 km/h

6.5.3 Resultados das simulações

Os valores máximos do deslocamento e da aceleração vertical na secção de meio vão do tabuleiro, obtidos para todas as simulações e velocidades com o comboio TALGO (Figura 6.9), apresentam uma grande constância de resultados.

Devido a este facto, e para melhor organização na apresentação dos gráficos, não serão apresentados os gráficos com resultados referentes exclusivamente ao comboio TALGO.

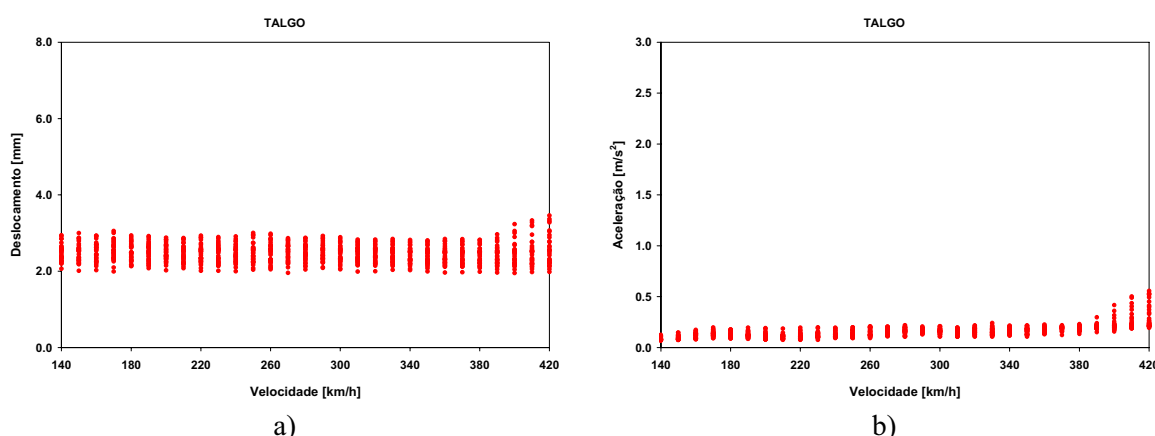


Figura 6.9 – Valores máximos: a) do deslocamento vertical a meio vão e b) da aceleração vertical a meio vão para as todas as simulações, obtidos com o comboio TALGO em função da velocidade

Na Figura 6.10 e Figura 6.11, por sua vez, estão representados os valores máximos do deslocamento e aceleração vertical a meio vão obtidos em cada simulação, para os comboios do modelo de carga HSLM A e para os comboios reais, em função da velocidade.

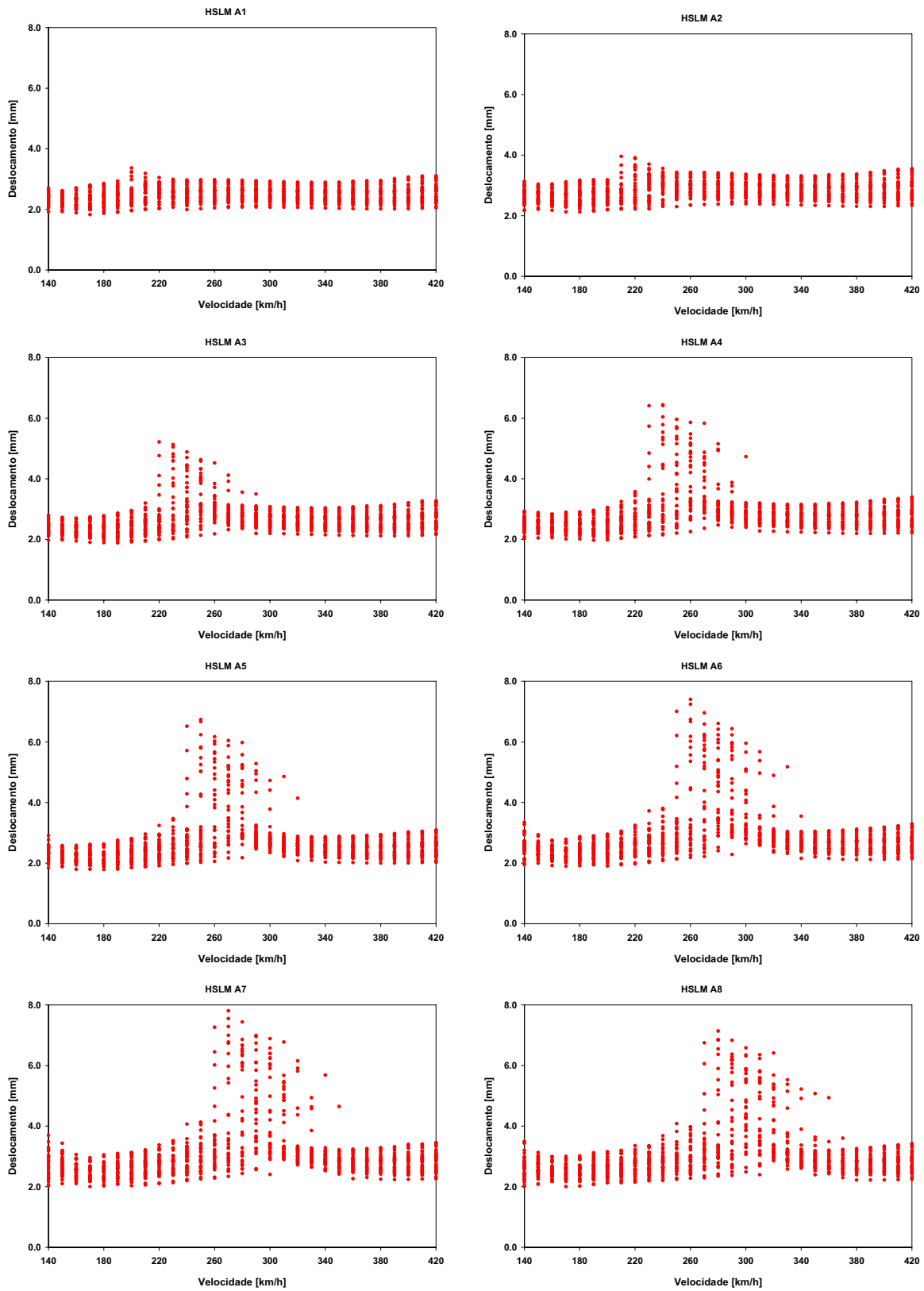


Figura 6.10 - Valores máximos do deslocamento a meio vão para as todas as simulações em função do comboio e da velocidade

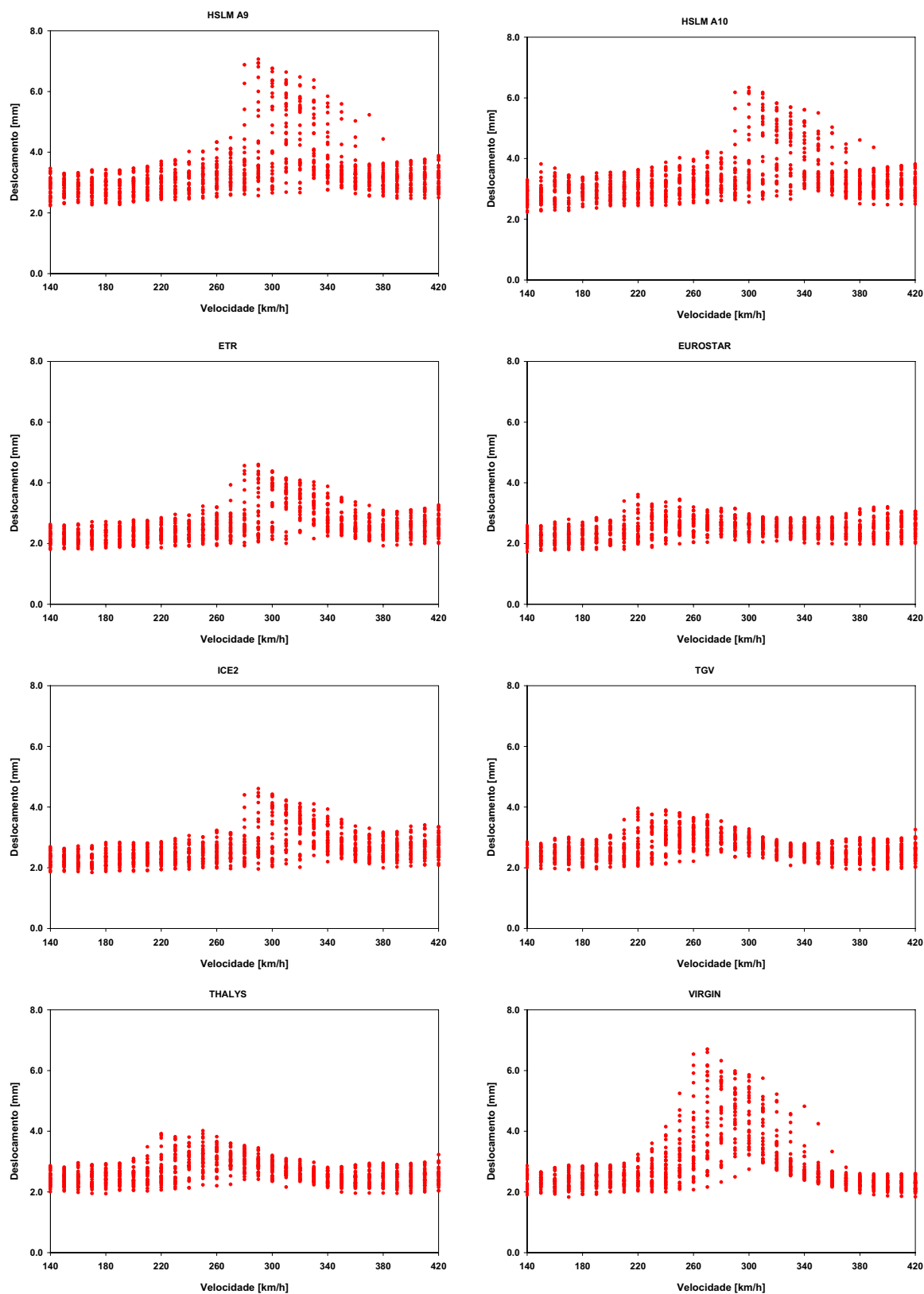


Figura 6.10 - (Continuação) Valores máximos do deslocamento a meio vão para as todas as simulações em função do comboio e da velocidade

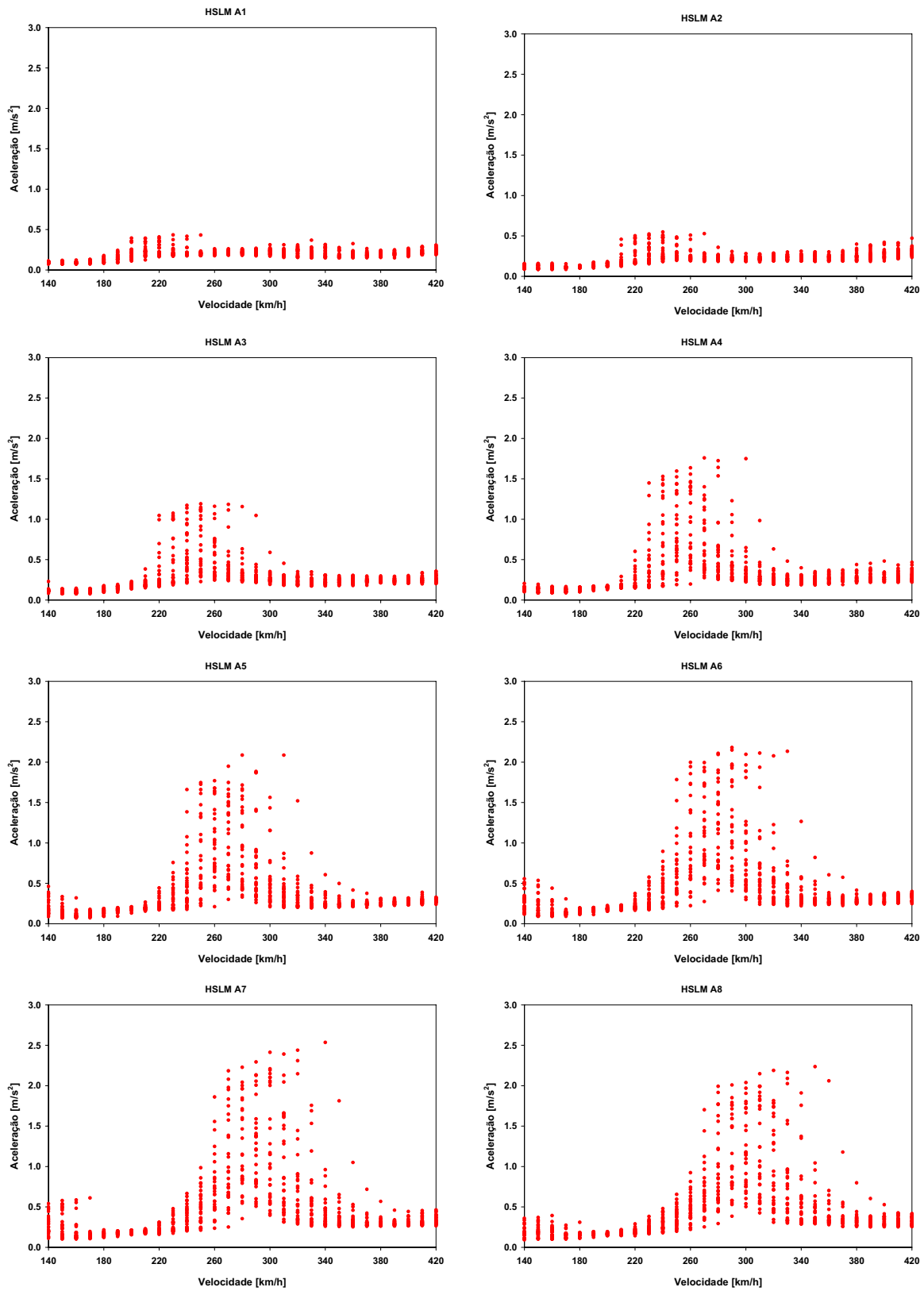


Figura 6.11 - Valores máximos da aceleração a meio vão para as todas as simulações em função do comboio e da velocidade

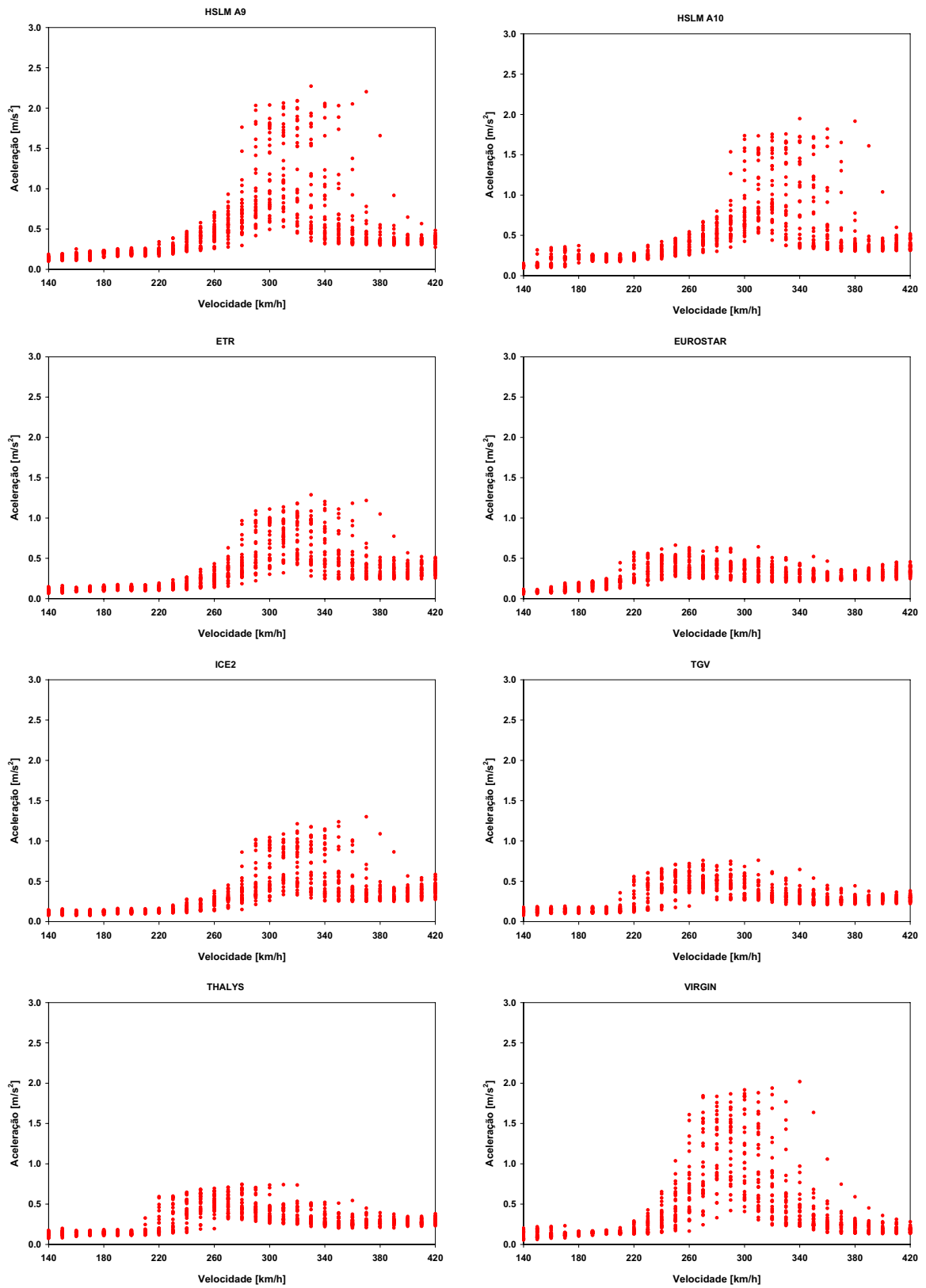


Figura 6.11 - (Continuação) Valores máximos da aceleração a meio vão para as todas as simulações em função do comboio e da velocidade

A observação dos gráficos permite concluir que as respostas máximas são atingidas para o comboio A7, no caso do modelo HSLM A, e para o comboio VIRGIN, no caso dos comboios reais.

Verifica-se que as velocidades de ressonância correspondem à excitação do 1º modo de vibração vertical de flexão da estrutura, e podem ser estimados pela expressão:

$$v = f \times D \quad (6.11)$$

em que f toma os valores indicados no Quadro 6.2, e D corresponde ao espaçamento regular entre grupos de eixos e cujos valores se encontra indicados em 2.3.3.

Atendendo a que a 1ª frequência da estrutura se situa entre 3,06 Hz e 3,94 Hz, as velocidades de ressonância variam entre 3,06 D e 3,94 D. A amplitude do intervalo de velocidades de ressonância é dado por $((3,94-3,06) \times D)$. No caso do comboio A1 ($D = 18,0$ m) a amplitude é de 15,84 m/s (57,0 km/h) e no caso do comboio A10 ($D = 27,0$ m) é de 23,76 m/s (85,5 km/h).

Na Figura 6.12 estão representados os valores máximos do deslocamento e da aceleração a meio vão obtidos para as diferentes simulações correspondentes à passagem de todos os comboios HSLM A. De forma a não sobrecarregar a figura apenas estão representados, para cada simulação e velocidade, os valores máximos obtidos para o conjunto dos dez comboios.

A nuvem representativa das simulações para todos os comboios mostra que as ressonâncias podem ocorrer numa banda alargada de velocidades. A dispersão de resultados é muito significativa para velocidades em que ocorre ressonância da estrutura.

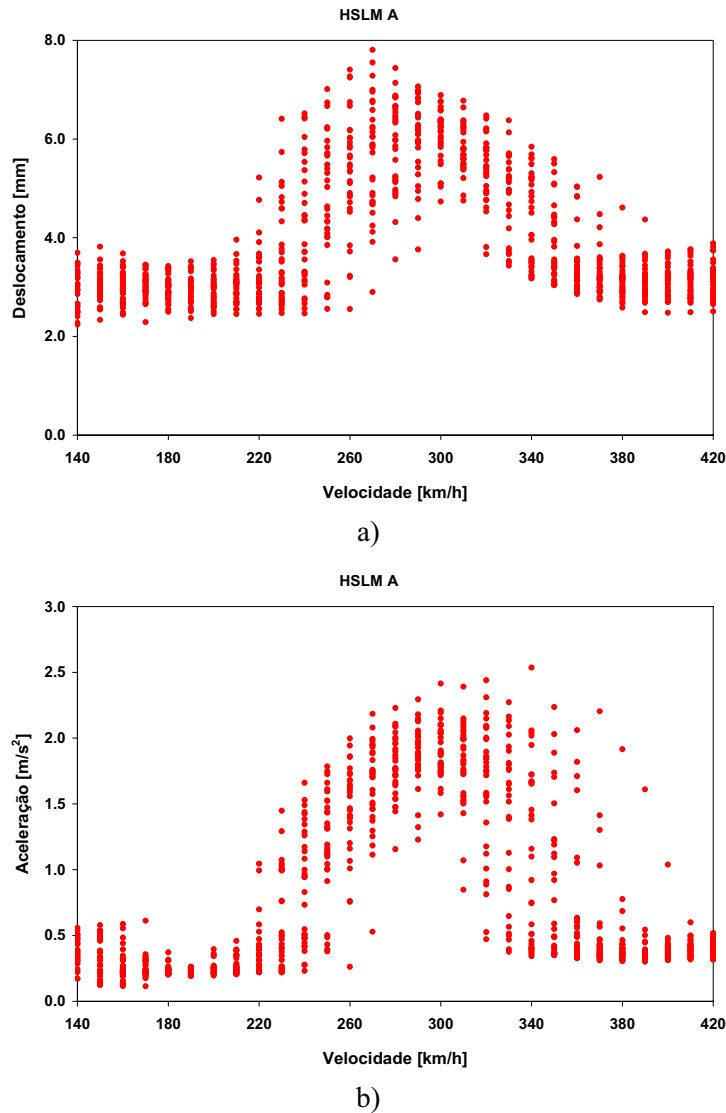


Figura 6.12 - Valores máximos: a) do deslocamento e b) da aceleração a meio vão para todas as simulações e comboios do HSLM A, em função da velocidade

Os mesmos resultados, mas para os comboios reais encontram-se representados na Figura 6.13.

Apesar da gama de afastamentos regulares entre grupos de eixos ser superior no caso dos comboios reais [13,14; 26,4] (m), a dispersão de resultados é bastante menor no que se refere a estes comboios. Tal facto acontece porque a contribuição em termos de valores máximos de deslocamento e aceleração é quase exclusivamente do comboio VIRGIN, contanto apenas com uma pequena participação dos comboios ETR-Y e ICE2. A gama efectiva de afastamentos regulares entre grupo de eixos fica, assim, definida pelo intervalo [23,9; 26,4] (m).

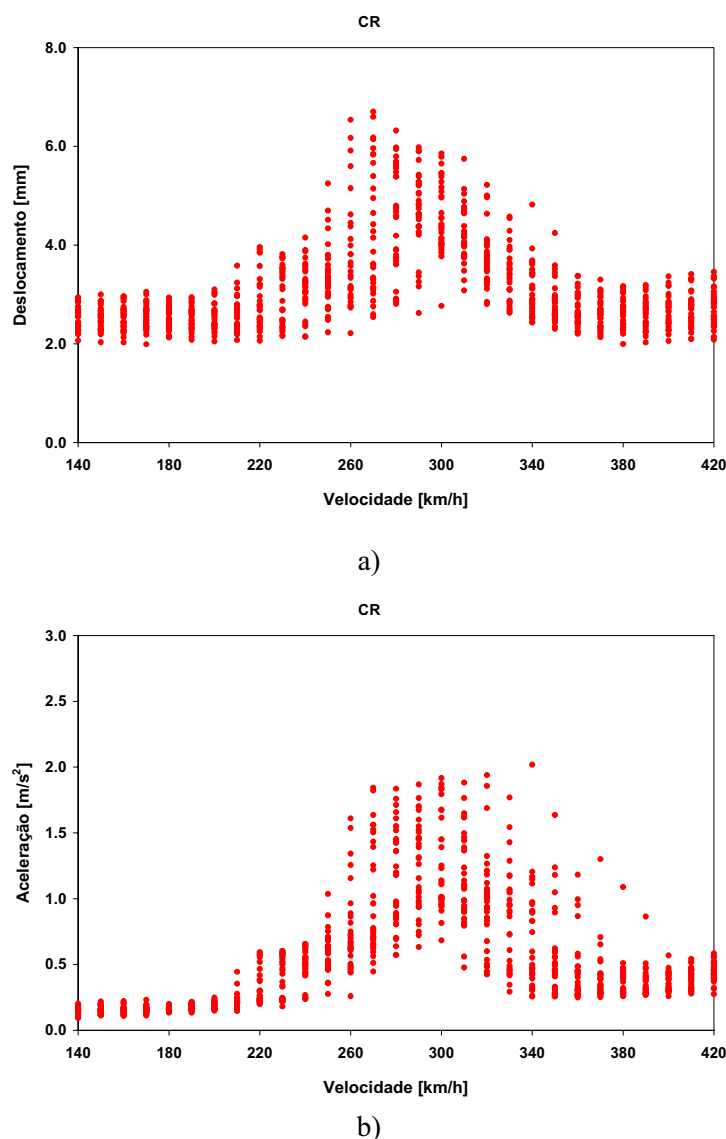


Figura 6.13 - Valores máximos: a) do deslocamento e b) da aceleração a meio vão para todas as simulações e comboios reais, em função da velocidade

6.5.4 Evolução da estimativa da resposta com o número de simulações

Na Figura 6.14 e Figura 6.15 apresenta-se a evolução dos valores máximos do deslocamento e da aceleração a meio vão com o número de simulações, para os comboios HSLM A e para os comboios reais. Os resultados referem-se, para cada comboio, aos valores destas grandezas, para as velocidades em que se obteve o maior valor da aceleração.

Nos gráficos encontram-se ainda representados, além dos resultados das simulações, as curvas correspondentes à evolução dos valores médios e dos valores médios mais um desvio padrão.

A observação dos gráficos referentes aos HSLM A permite constatar a existência de uma forte dispersão dos resultados (à exceção dos comboios A1 e A2) verificando-se que as estimativas em termos de valores médios e do desvio padrão tendem ainda a crescer no final das simulações.

Esta dispersão é menos elevada no caso dos comboios reais, à exceção talvez dos comboios ETR-Y e VIRGIN.

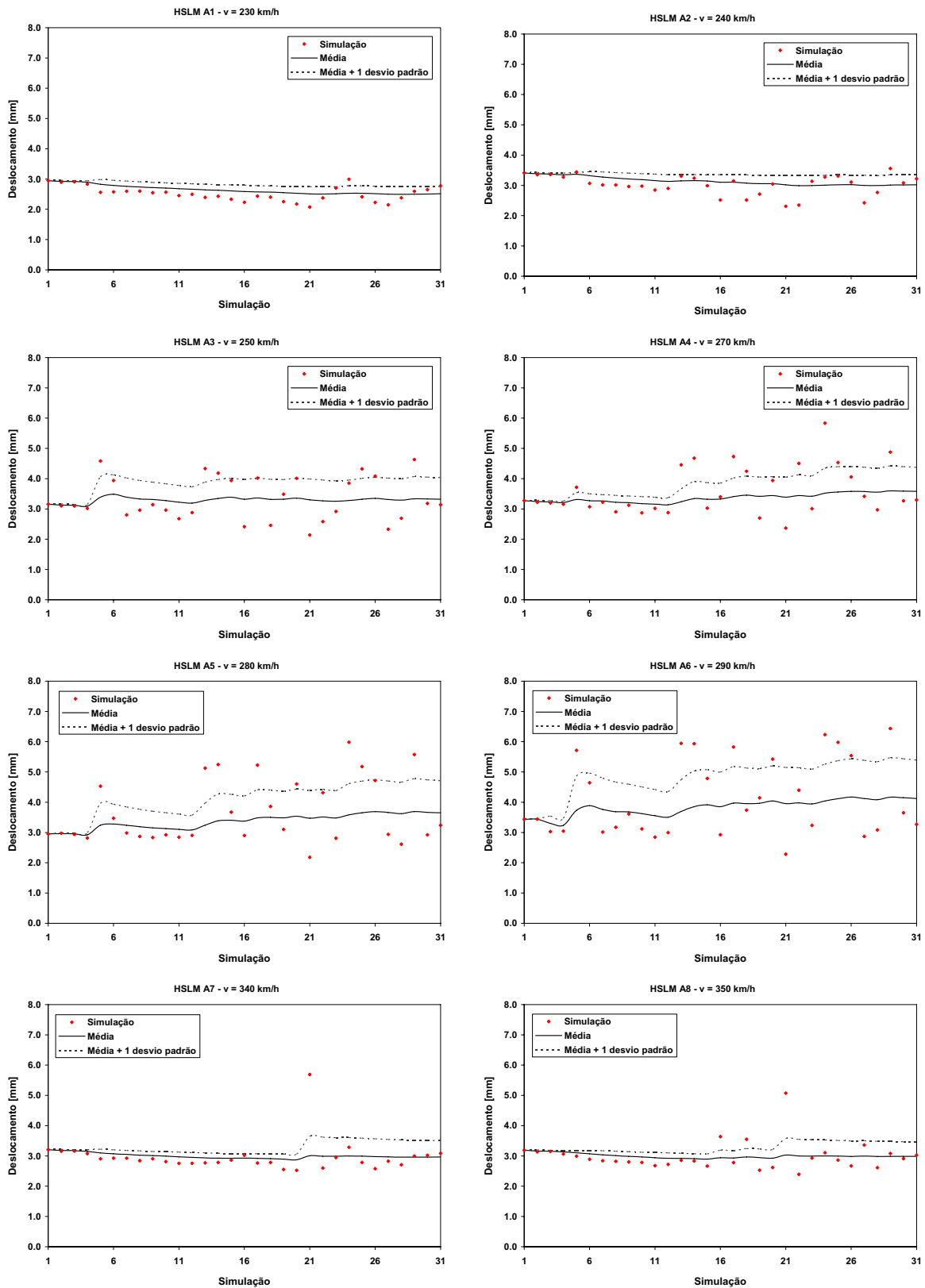


Figura 6.14 - Evolução do deslocamento a meio vão com o número de simulações, para a velocidade em que ocorre o maior valor da aceleração

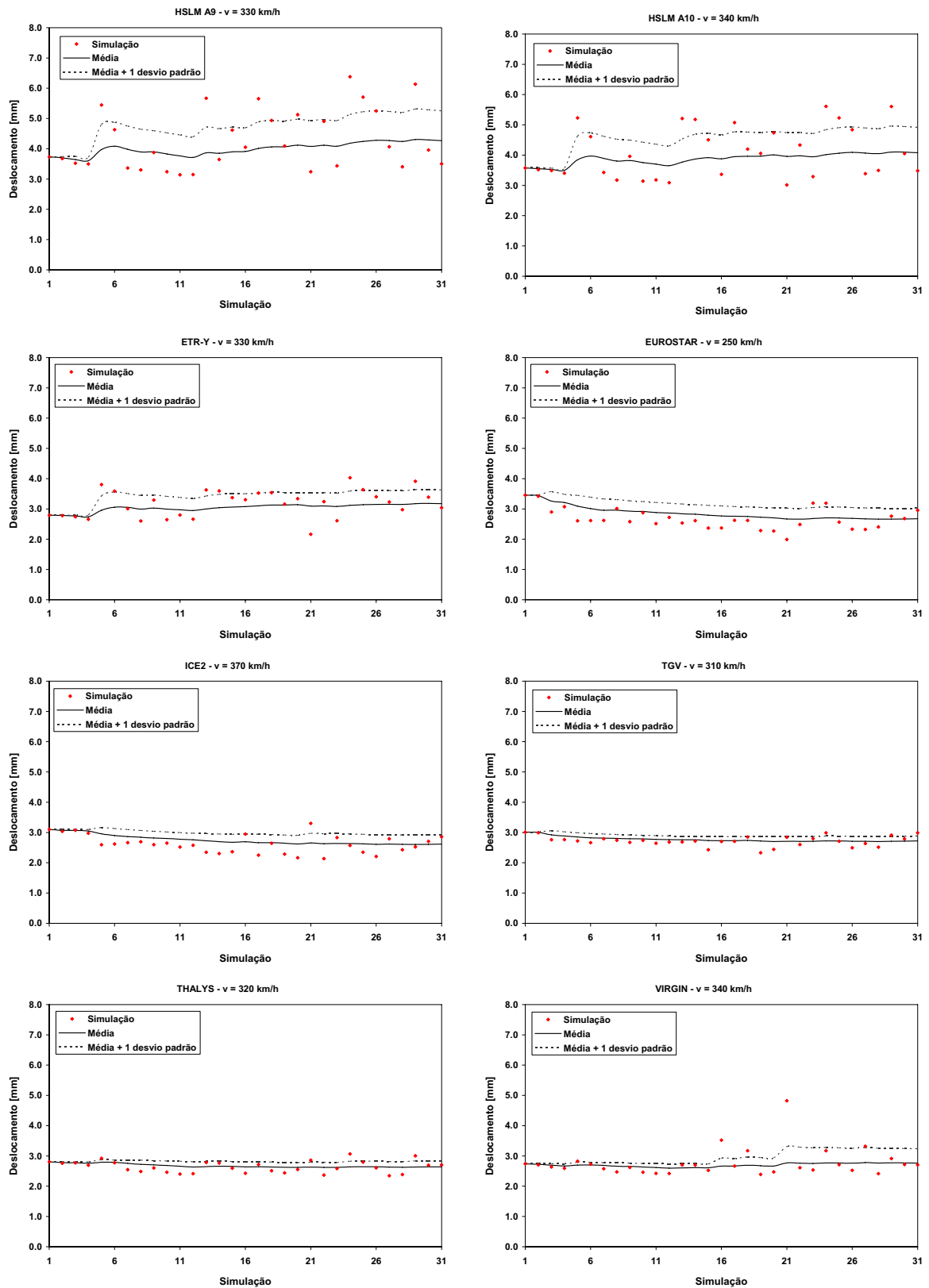


Figura 6.14 - (Continuação) Evolução do deslocamento a meio vão com o número de simulações, para a velocidade em que ocorre o maior valor da aceleração

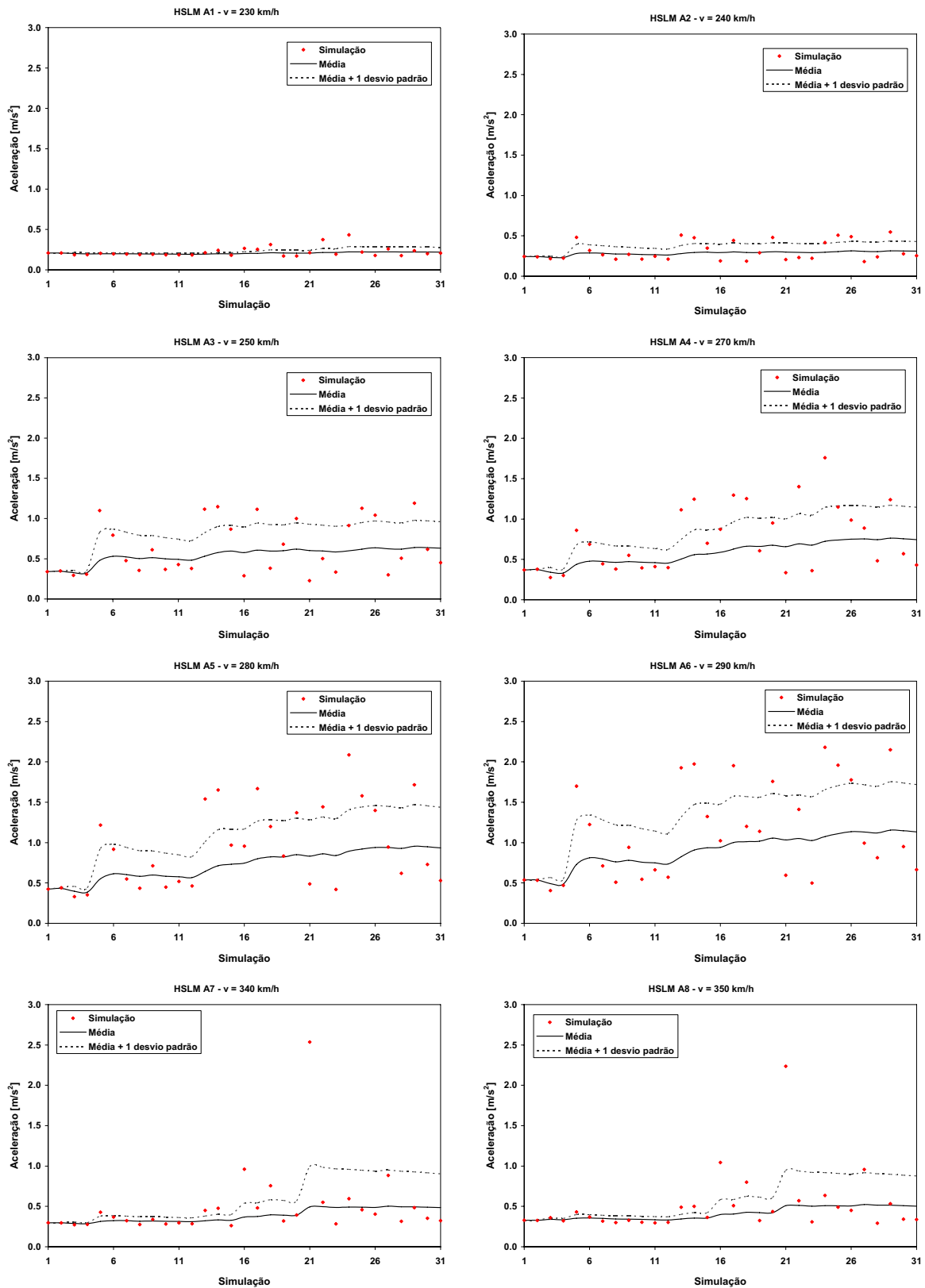


Figura 6.15 - Evolução da aceleração a meio vão com o número de simulações, para a velocidade em que ocorre o maior valor da aceleração

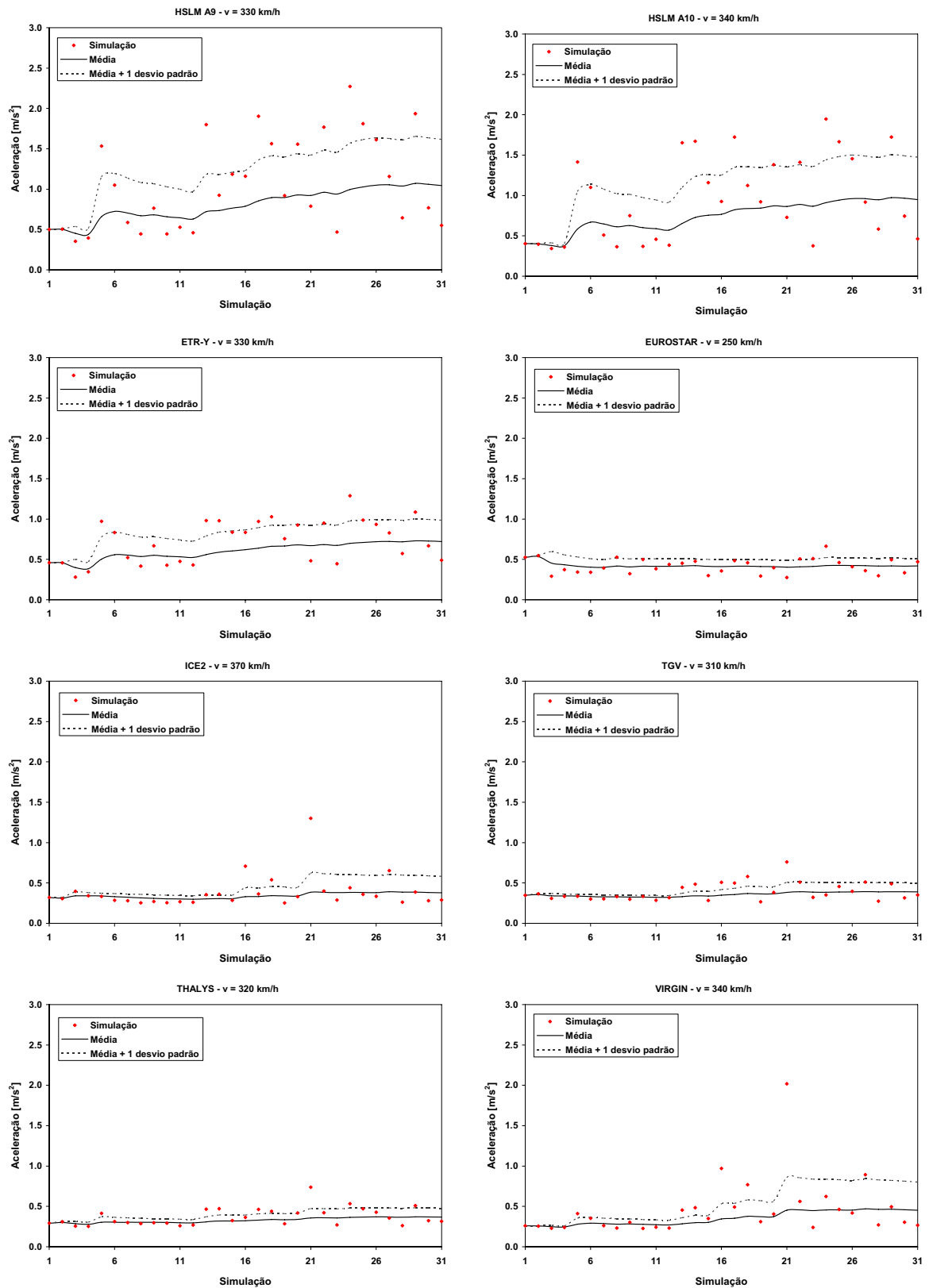


Figura 6.15 - (Continuação) Evolução da aceleração a meio vão com o número de simulações, para a velocidade em que ocorre o maior valor da aceleração

Nas figuras 6.16 e 6.17 apresentam-se ainda o mesmo tipo de resultados mas considerando para cada simulação não o valor máximo para um velocidade fixa, mas sim o valor máximo obtido no intervalo [140, 420] (km/h).

Verifica-se uma forte redução da dispersão, especialmente no que se refere aos resultados em termos de aceleração a meio vão.

Tal justifica-se pelo facto de, ao considerar-se o intervalo [140, 420] (km/h), os valores máximos corresponderem sempre a velocidades da ressonância da estrutura, ao passo que, para uma velocidade fixa, apenas algumas simulações correspondem (ou encontram-se próximas) de condições de ressonância.

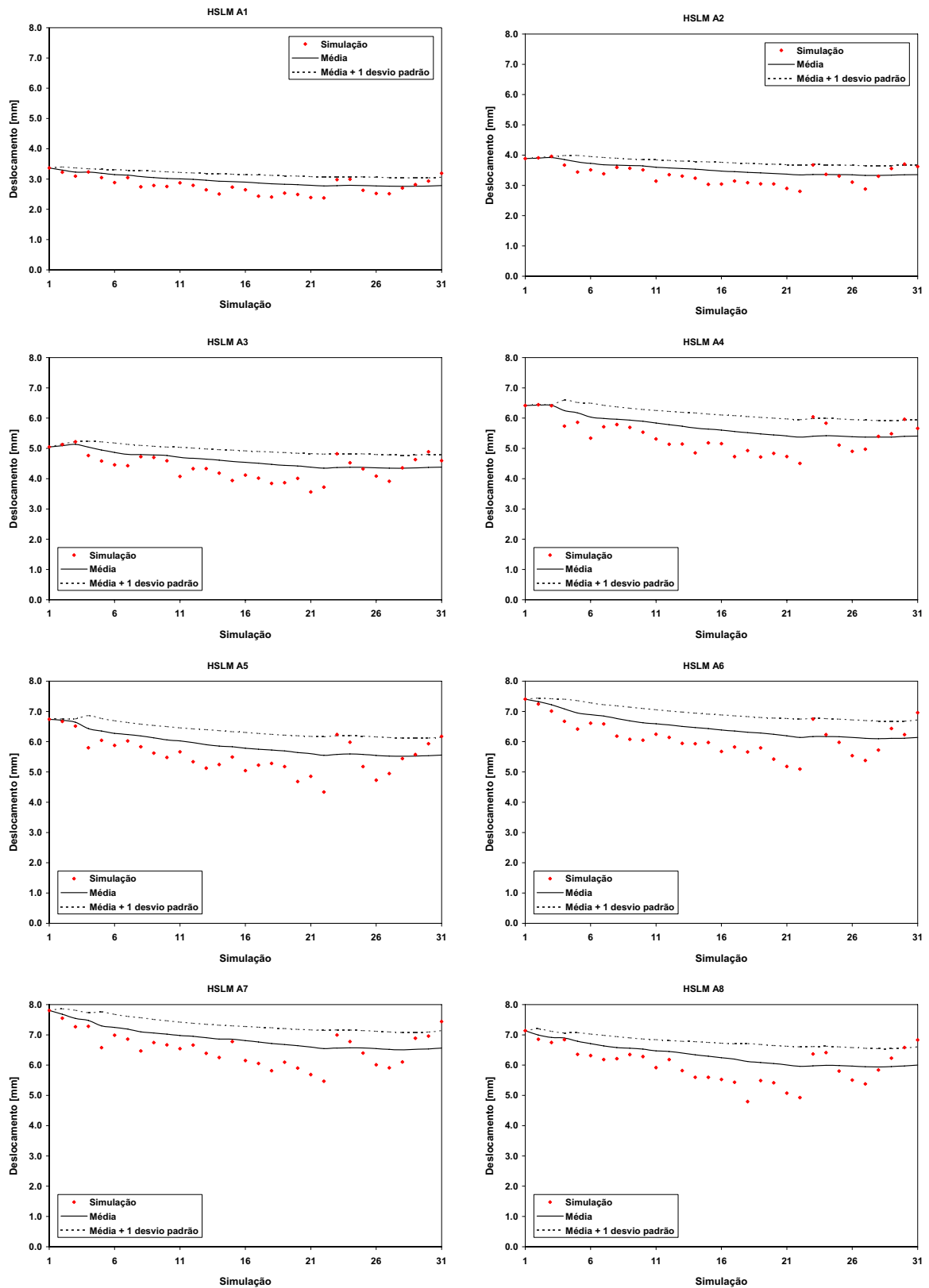


Figura 6.16 - Evolução dos valores máximos do deslocamento a meio vão no intervalo [140, 420] (km/h) com o número de simulações

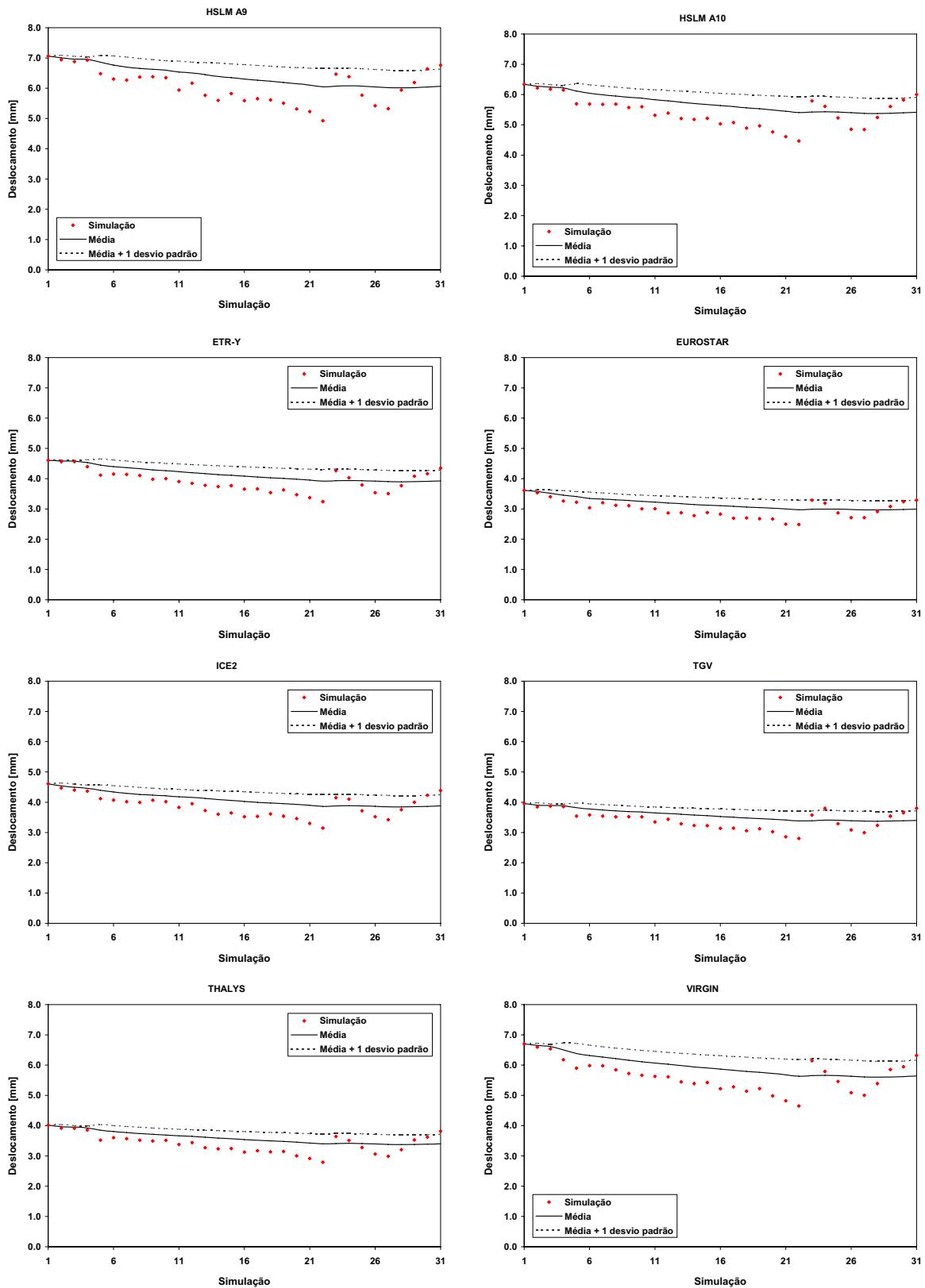


Figura 6.16 - (Continuação) Evolução dos valores máximos do deslocamento a meio vão no intervalo [140, 420] (km/h) com o número de simulações

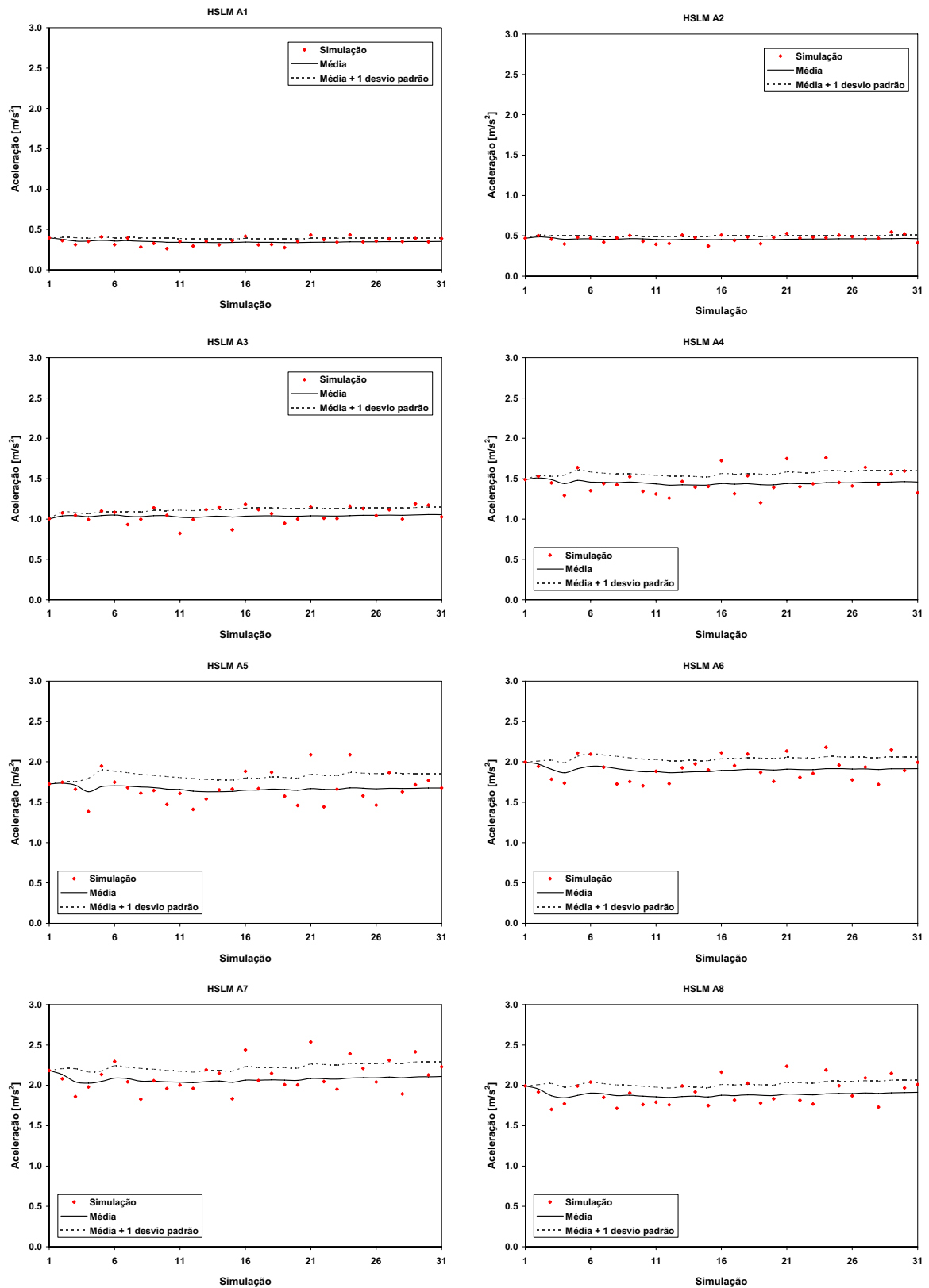


Figura 6.17 - Evolução dos valores máximos da aceleração a meio vão no intervalo $[140, 420]$ (km/h) com o número de simulações

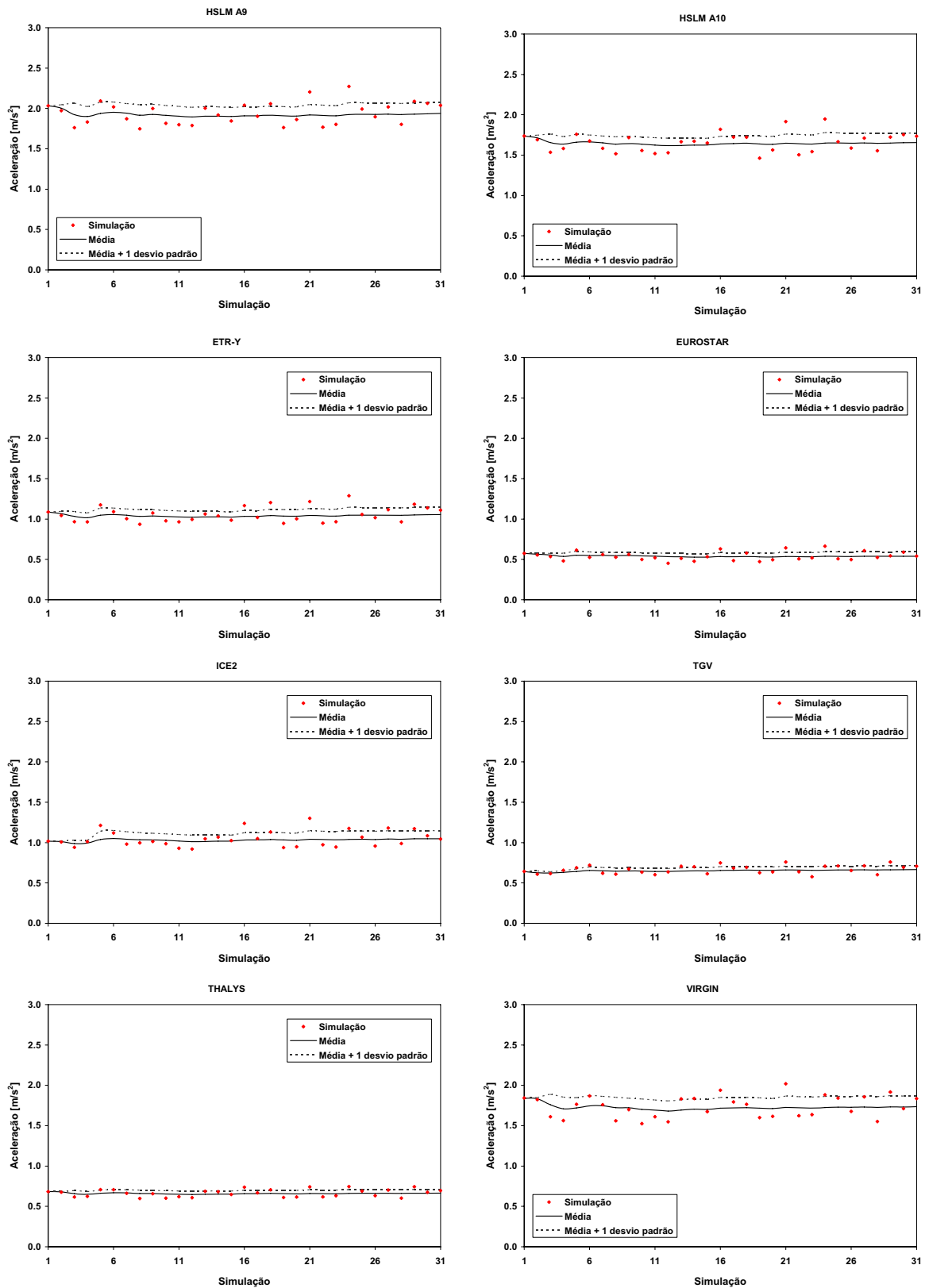


Figura 6.17 - (Continuação) Evolução dos valores máximos da aceleração a meio vão no intervalo [140, 420] (km/h) com o número de simulações

6.5.5 Resultados em termos de valores médios, médios mais um desvio padrão e máximos das respostas

Nas figuras 6.18 e 6.19 apresentam-se os valores médios, médios mais um desvio padrão e máximos do deslocamento e da aceleração a meio vão, obtidos no final das 31 simulações para os diversos comboios considerados, em função da velocidade.

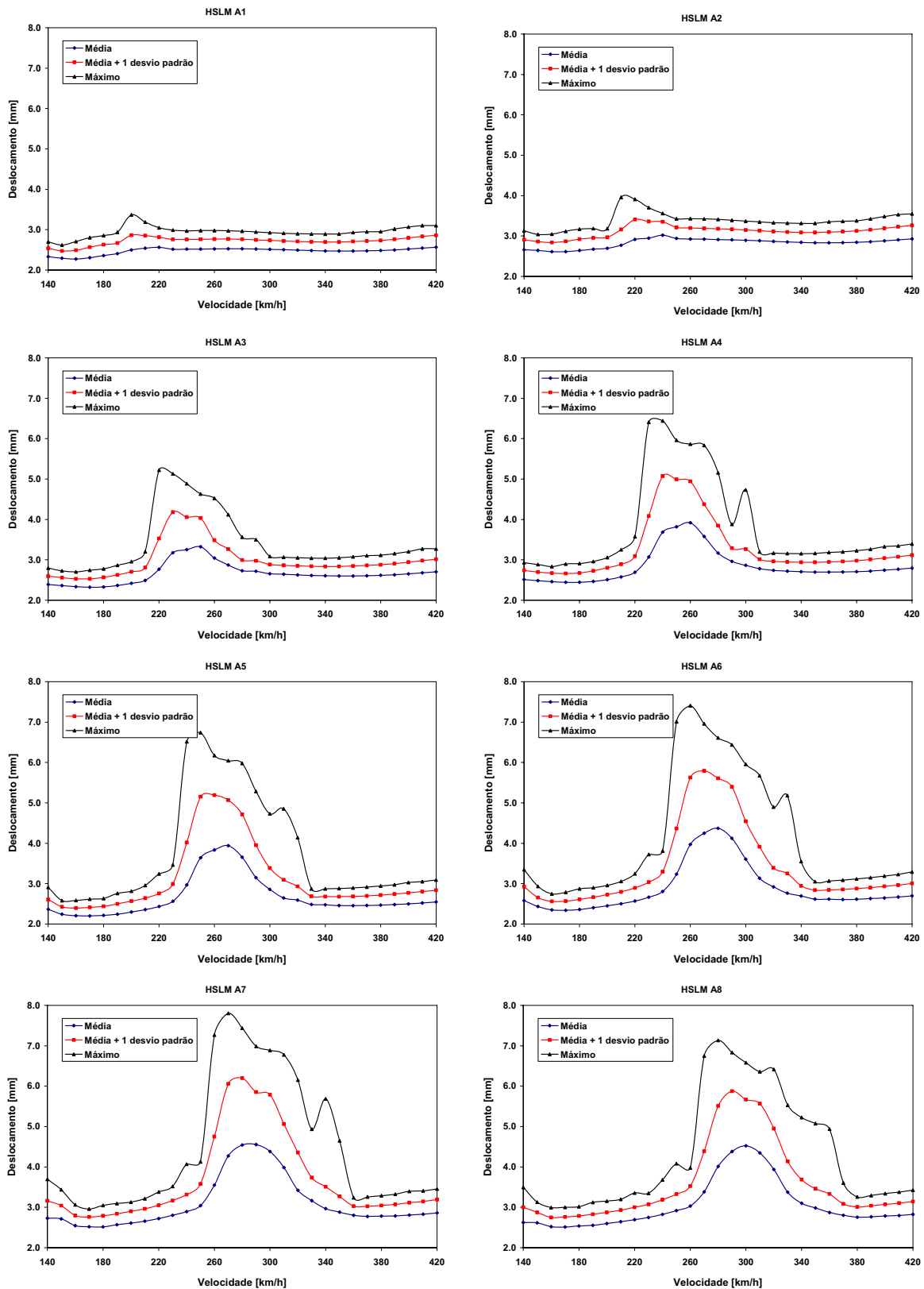


Figura 6.18 - Resultados em termos de valores médios, médios mais um desvio padrão e máximos do deslocamento a meio vão em função da velocidade

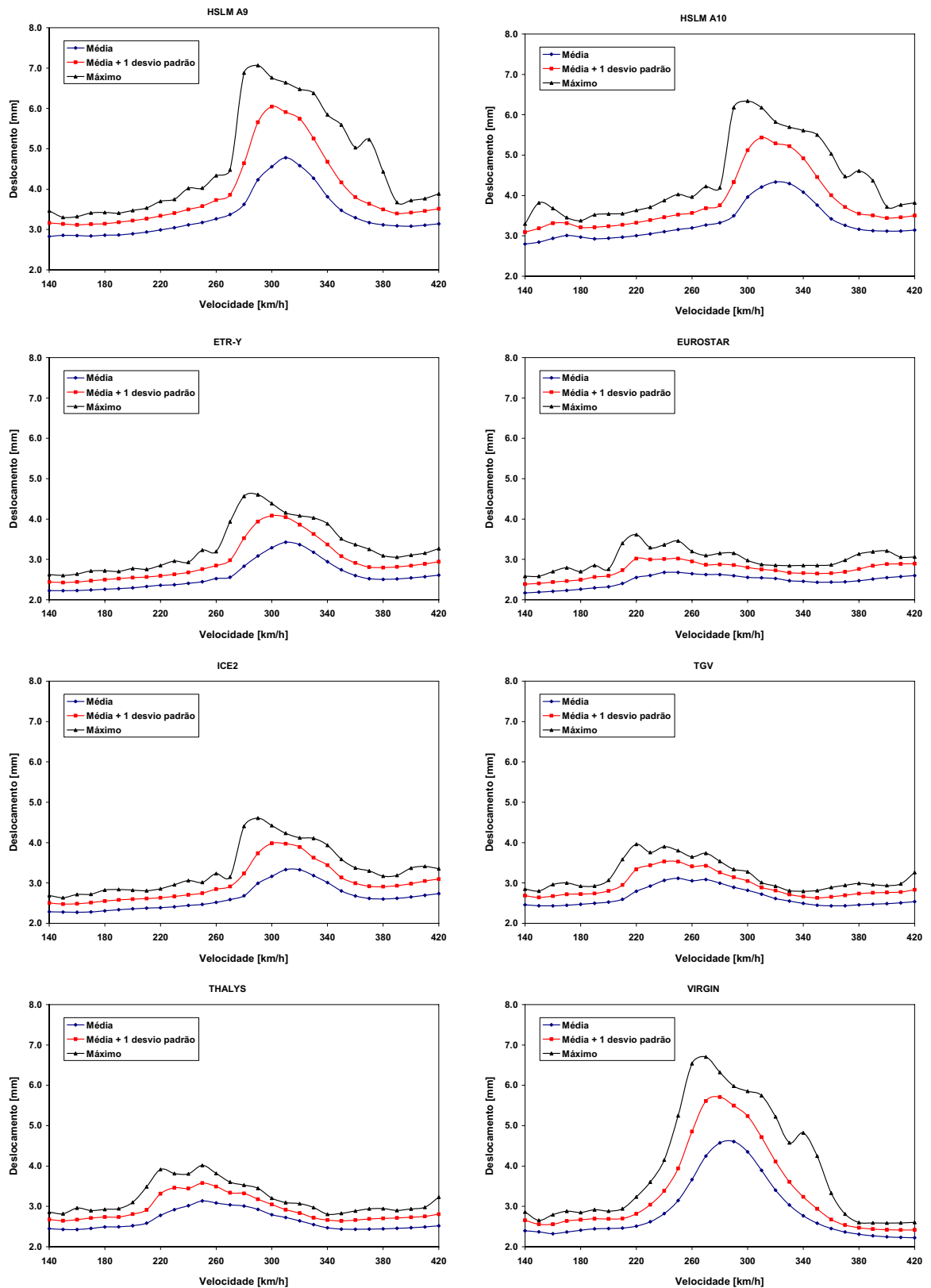


Figura 6.19 - (Continuação) Resultados em termos de valores médios, médios mais um desvio padrão e máximos do deslocamento a meio vão em função da velocidade

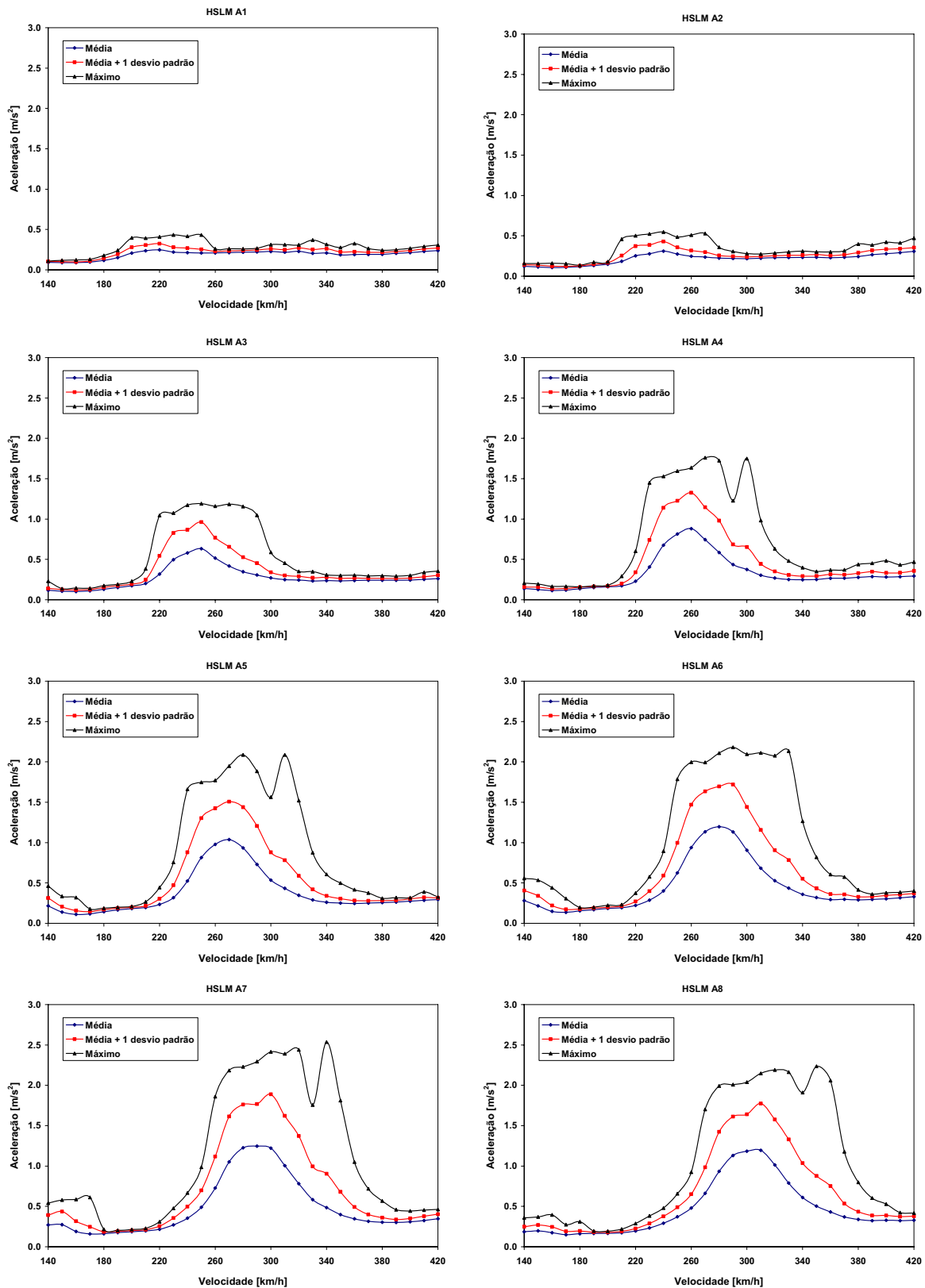


Figura 6.19 - Resultados em termos de valores médios, médios mais um desvio padrão e máximos da aceleração a meio vão em função da velocidade

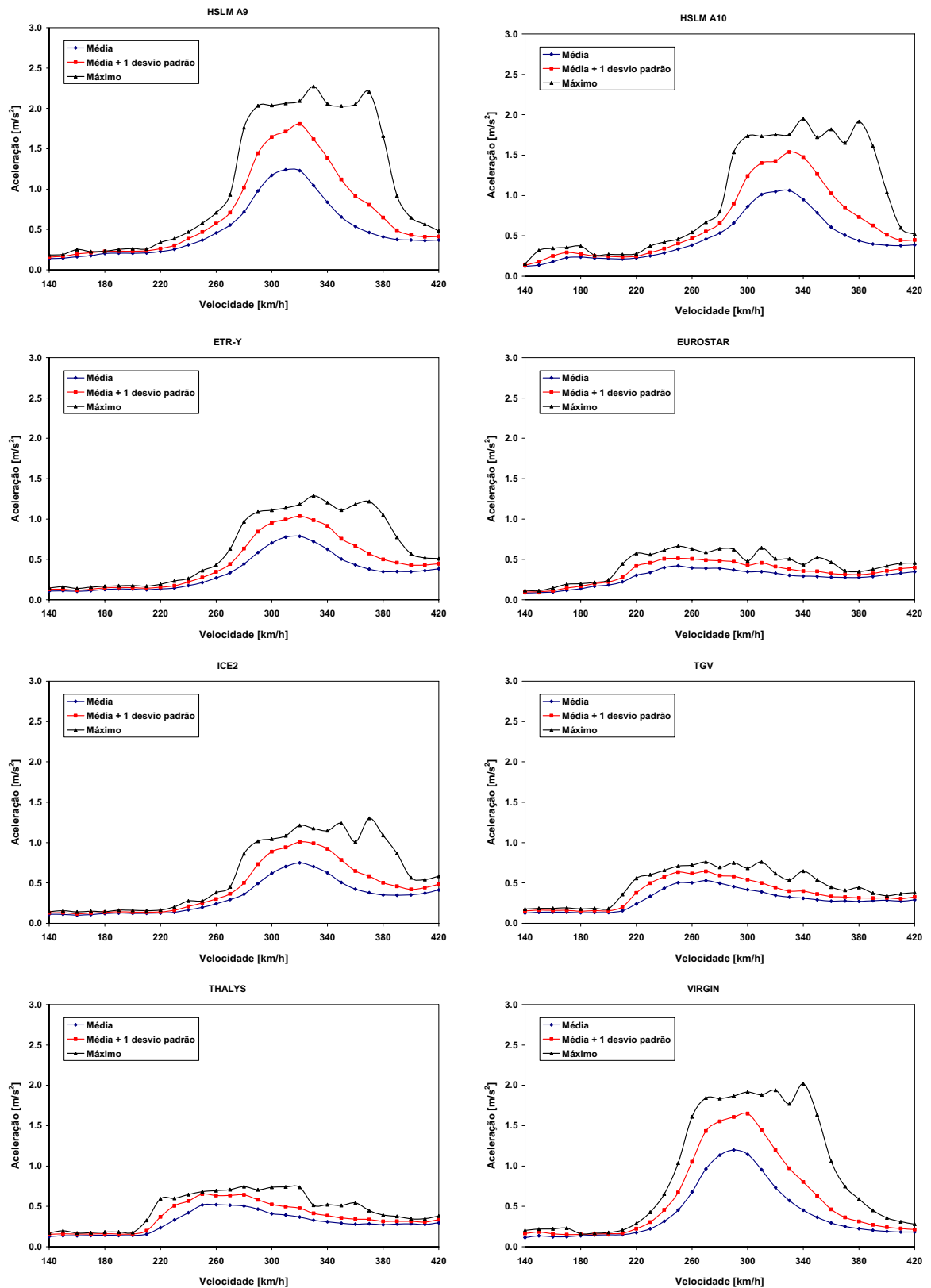


Figura 6.20 - (Continuação) Resultados em termos de valores médios, médios mais um desvio padrão e máximos da aceleração a meio vão em função da velocidade

Da observação dos gráficos é possível retirar as seguintes conclusões:

- i) os resultados relativos ao deslocamento e aceleração a meio vão, obtidos para os comboios A1 e A2 do modelo de cargas HSLM A, apresentam uma variabilidade reduzida;
- ii) o mesmo é também verificado para os comboios reais EUROSTAR, TGV e THALYS;
- iii) as diferenças entre os valores máximos e valores médios mais um desvio padrão é muito significativa, obtendo-se a maior diferença $1,64 \text{ m/s}^2$ ($2,54 \text{ m/s}^2$ contra $0,90 \text{ m/s}^2$) para a velocidade de 340 km/h e para o comboio HSLM A7. Estas diferenças são mais acentuadas para os comboio do HSLM A;
- iv) as velocidades para as quais ocorrem os maiores picos da aceleração não correspondem às velocidades que provocam os maiores picos do deslocamento a meio vão;
- v) as curvas dos valores máximos do deslocamento a meio vão no intervalo $[3,06; 3,94] \times D \text{ (m/s)}$ começam de uma forma muito pronunciada, para depois decrescerem suavemente. Os valores máximos são assim, atingidos no limite inferior do intervalo das velocidades de ressonância, ou seja, com frequências de vibração e módulos de elasticidade do betão mais baixos;
- vi) tal facto não acontece para as curvas referentes aos valores máximos da aceleração no mesmo intervalo de velocidades, onde é visível a existência de patamares. A explicação é encontrada na maior dependência da grandeza aceleração aos fenómenos de ressonância;
- vii) a existência de tais patamares, permite ainda concluir que apesar da grande diversidade dos valores das variáveis envolvidas, existe uma forte probabilidade de ser atingido o valor máximo da aceleração para cada comboio, apenas com a realização de uma análise determinística. Este facto é bem visível pela observação da Figura 6.17.

Nas figuras 6.20 e 6.21 apresentam-se os resultados relativos aos valores médios, médios mais um desvio padrão e máximos do deslocamentos e aceleração a meio vão para o conjunto dos dez comboios que formam o modelo HSLM A e dos sete comboios reais.

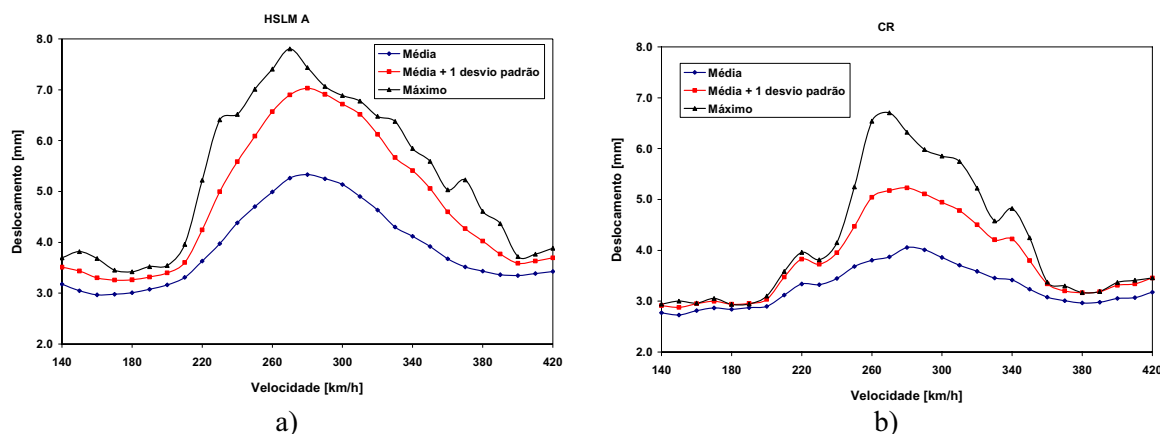


Figura 6.20 - Resultados em termos de valores médios, médios mais um desvio padrão e máximos do deslocamento a meio vão para o conjunto dos comboios: a) do modelo de cargas HSLM A e b) reais

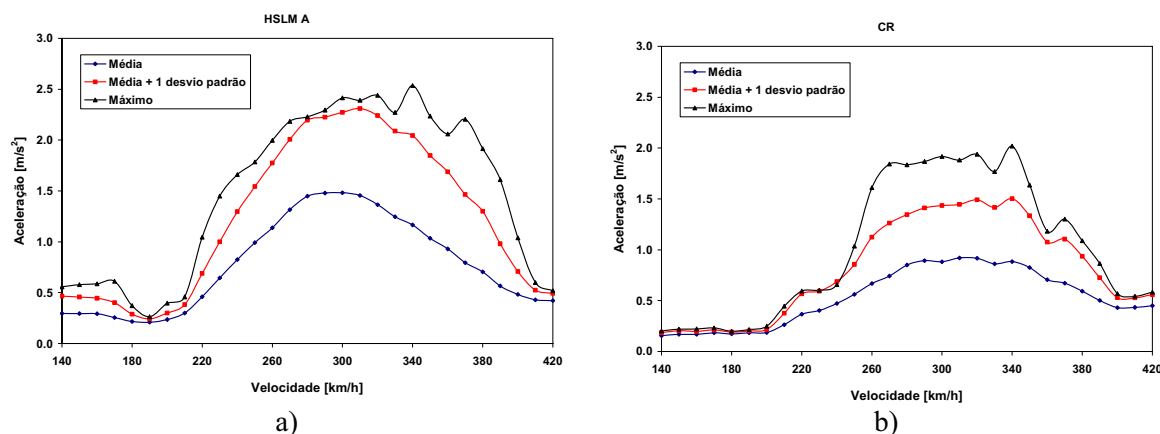


Figura 6.21 - Resultados em termos de valores médios, médios mais um desvio padrão e máximos da aceleração a meio vão para o conjunto dos comboios: a) do modelo de cargas HSLM A e b) reais

Em relação aos resultados obtidos com os comboios reais é possível verificar que a envolvente dos valores máximos do deslocamento e aceleração vertical a meio vão são praticamente coincidentes com as obtidas apenas com o comboio VIRGIN.

Já no que diz respeito ao modelo de carga HSLM A, existe a contribuição da maioria dos comboios, A3 a A10, como é visível pelo intervalo de velocidades de ressonância $[3,06 \times 20 \times 3,6; 3,94 \times 27 \times 3,6] \approx [220; 380]$ (km/h).

6.5.6 Importância da velocidade máxima de circulação

O viaduto del Genil foi projectado para uma velocidade máxima de circulação (v_{mc}) de 350 km/h, o que corresponde a uma velocidade máxima de cálculo 1,2 vezes superior, ou seja, 420 km/h. Com o intuito de se analisar a importância no dimensionamento do viaduto da consideração de outros valores da velocidade máxima, foram determinados os valores máximos do deslocamento e da aceleração a meio vão, nos intervalos: i) [140, 240] (km/h), ou seja, para $v_{mc} = 200$ km/h; ii) [140, 300] (km/h), isto é, para $v_{mc} = 250$ km/h; iii) [140, 360] (km/h), caso se considere, $v_{mc} = 300$ km/h, além do intervalo [140, 420] (km/h) que corresponde a $v_{mc} = 350$ km/h.

Os resultados encontram-se representados na Figura 6.22, para os comboios do HSLM A, e na Figura 6.23, para os comboios reais.

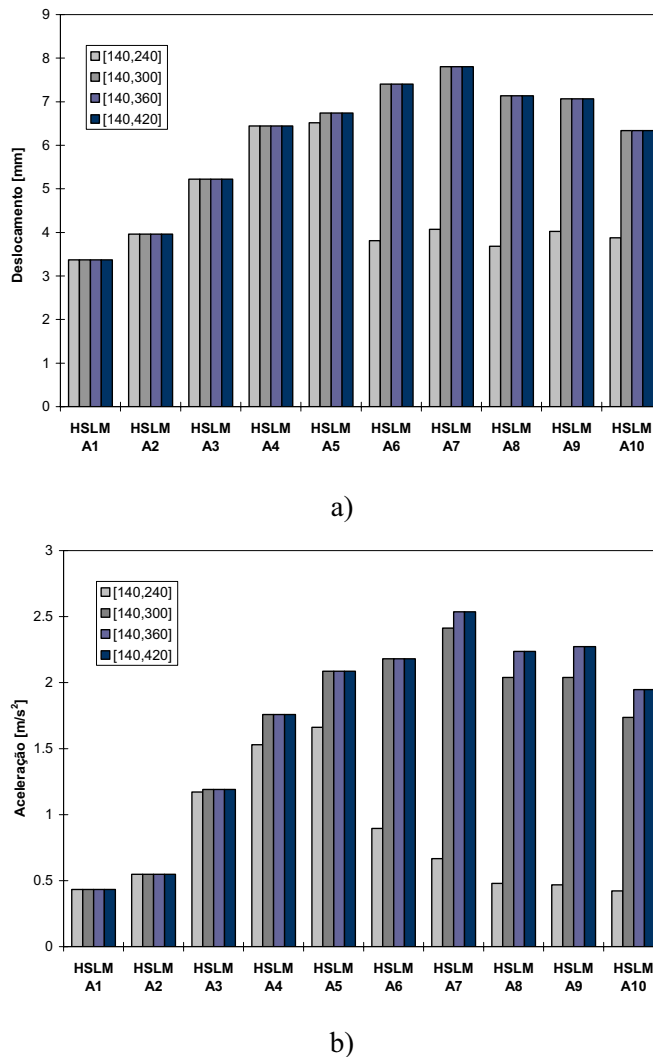
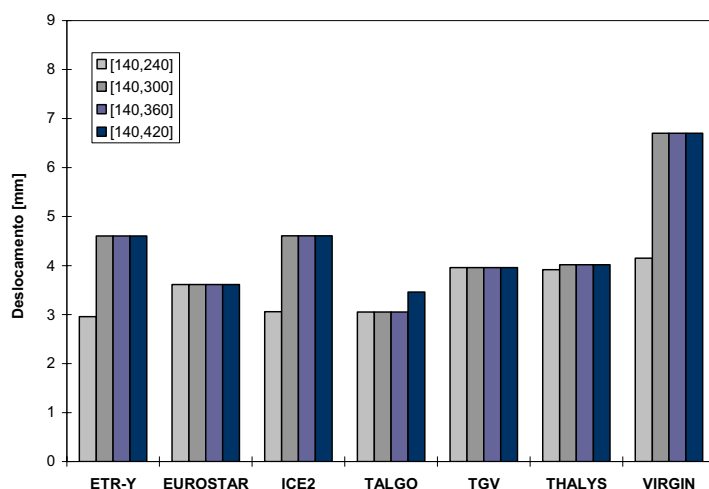
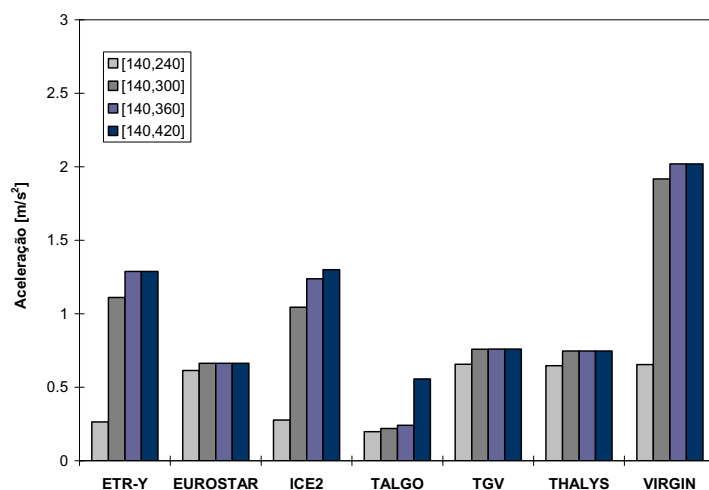


Figura 6.22 - Valores máximos: a) do deslocamento vertical a meio vão e b) da aceleração vertical a meio vão para os comboios do HSLM A



a)



b)

Figura 6.23 - Valores máximos: a) do deslocamento vertical a meio vão e b) da aceleração vertical a meio vão para os comboios reais

A observação dos gráficos relativos aos HSLM A permite concluir que:

- i) os resultados não dependem do v_{mc} para os comboios A1 e A4, no caso do deslocamento, e A1 e A3, no caso da aceleração, o que se justifica pelo facto das velocidades de ressonância para estes comboios serem inferiores a 240 km/h;
- ii) no caso do deslocamento, os resultados são coincidentes para v_{mc} iguais a 250, 300, 350 km/h;
- iii) no caso da aceleração os resultados são coincidentes para v_{mc} iguais a 300 e 350 km/h, registando-se pequenas diferenças (inferiores a 0,21 m/s²) caso se considere v_{mc} igual a 250 km/h;

- iv) as maiores diferenças registam-se quando a velocidade máxima passa de 200 para 250 km/h, acentuando-se a partir do comboio A4 com o número da ordem do comboio, isto é, de A5 para A10. Tal justifica-se porque as distâncias regulares entre grupos de eixos (D) aumentam do comboio A1 para o A10, e portanto as velocidades ressonantes ocorrem para velocidades cada vez mais elevadas.

Por sua vez, a análise dos gráficos referentes aos comboios reais permite retirar as seguintes conclusões:

- i) as respostas para os comboios ETR-Y, EUROSTAR, TGV, THALYS e VIRGIN não são influenciadas pelo aumento da v_{mc} de 300 para 350 km/h, registando-se pequenas diferenças para o comboio ICE2 no caso da aceleração a meio vão;
- ii) as maiores diferenças quando se passa de 200 para 250 km/h verificam-se para os comboios ETR-Y, ICE2 e VIRGIN.

6.6 CONCLUSÕES

Neste capítulo, foi apresentada uma simulação estocástica da resposta dinâmica do viaduto del Genil.

A abordagem teve em conta a natureza aleatória de diversos factores com forte influência na resposta estrutural, tais como o módulo de elasticidade do betão e a sua evolução com o tempo e a massa volúmica do tabuleiro.

As simulações estocásticas foram desenvolvidas considerando a variável aleatória módulo de elasticidade do betão, modelada por intermédio de uma distribuição normal.

A variável aleatória, massa do tabuleiro, suposta com distribuição uniforme, foi definida como função da massa volúmica do betão, das dimensões da secção transversal e das restantes massas dos elementos não estruturais.

As simulações estocásticas foram precedidas de uma análise prévia de sensibilidade da resposta dinâmica do viaduto em relação ao módulo de elasticidade do betão, da massa do tabuleiro, do amortecimento estrutural e do módulo de torção. Para o efeito, foram efectuadas análises em que apenas foi considerada uma das variáveis como aleatória, assumindo-se as restantes como variáveis determinísticas.

Da análise de sensibilidade da resposta dinâmica do viaduto em relação à massa do tabuleiro, foi possível concluir que, um aumento desta variável provoca uma diminuição nas frequências naturais da estrutura e consequentemente nas velocidades de ressonância, menores valores da aceleração e influência pouca nos deslocamentos do tabuleiro.

O aumento do módulo de elasticidade provoca um aumento nas frequências da estrutura e consequentemente nas velocidades de ressonância. Os valores da aceleração vertical do tabuleiro não são praticamente afectados por este aumento, ao contrário do que sucede com os valores do deslocamento que apresentam menores valores.

Nas análises de sensibilidade, em que o amortecimento estrutural foi considerado com variável, foi possível constatar que o seu aumento provoca reduções nos valores da aceleração e deslocamento do tabuleiro, junto às velocidades de ressonância, e que fora destas, este efeito é reduzido. Foi ainda possível observar que as reduções são superiores quando se considera a grandeza aceleração em comparação com a grandeza deslocamento.

A variação do módulo de torção não tem influência na resposta da estrutura em termos de valores da aceleração e deslocamento vertical a meio vão, razão pela qual não foi considerado com variável aleatória.

Em relação à simulação estocástica, os cenários de simulação considerados correspondem à passagem sobre um tramo do viaduto del Genil, dos sete comboios reais, e dos dez comboios pertencentes ao modelo de carga HSLM A, circulando a velocidades no intervalo de [140, 420] (km/h), com um incremento de 10 km/h.

A análise da resposta dinâmica foi efectuada com base no método de simulação de Monte-Carlo, considerando 31 simulações, para cada velocidade e para cada comboio, associadas a diferentes conjuntos de amostras das diversas variáveis aleatórias envolvidas. O número total de simulações foi de 15283 (31×29 (velocidades) $\times 17$ (comboios)).

Os efeitos dinâmicos induzidos pelo tráfego ferroviário foram analisados em termos de deslocamento e aceleração verticais a meio vão.

A análise conjunta dos resultados das simulações estocásticas permitiu retirar as seguintes conclusões: i) o comboio TALGO apresenta grande constância de resultados; ii) os resultados relativos ao deslocamento e aceleração a meio vão, obtidos para os comboios A1 e A2 do modelo de cargas HSLM A, apresentam uma variabilidade reduzida; iii) o mesmo é também verificado para os comboios reais EUROSTAR, TGV e THALYS; iv) as diferenças entre os valores máximos e valores médios mais um desvio padrão é muito significativa, obtendo-se a maior diferença $1,64 \text{ m/s}^2$ ($2,54 \text{ m/s}^2$ contra $0,90 \text{ m/s}^2$) para a velocidade de 340 km/h e para o comboio HSLM A7. Estas diferenças são mais acentuadas para os comboios do HSLM A; v) as velocidades para as quais ocorrem os maiores picos da aceleração não correspondem às velocidades que provocam os maiores picos do deslocamento a meio vão; vi) as curvas dos valores máximos do deslocamento a meio vão no intervalo $[3,06; 3,94] \times D$ (m/s) começam de uma forma muito pronunciada, para depois

decrecerem suavemente. Os valores máximos são assim atingidos no limite inferior do intervalo das velocidades de ressonância, ou seja, com frequências de vibração e módulos de elasticidade do betão mais baixos; vii) tal facto não acontece para as curvas referentes aos valores máximos da aceleração no mesmo intervalo de velocidades, onde é visível a existência de patamares. A explicação é encontrada na maior dependência da grandeza aceleração aos fenómenos de ressonância; viii) a existência de tais patamares, permite ainda concluir que apesar da grande diversidade dos valores das variáveis envolvidas, existe uma forte probabilidade de ser atingido o valor máximo da aceleração para cada comboio, apenas com a realização de uma análise determinística.

Foram ainda apresentados os valores máximos do deslocamento e aceleração vertical, em cada simulação, em função da velocidade, considerando os comboios do modelo de cargas HSLM A e os comboios reais. Foi possível observar a grande dispersão de resultados para as 31 simulações realizadas.

Por fim pretendeu-me apresentar as implicações decorrentes da escolha de outras velocidades máximas de circulação para este viaduto. As principais conclusões a retirar são: i) os resultados não dependem do v_{mc} para os comboios A1 e A4, no caso do deslocamento, e A1 e A3, no caso da aceleração, o que se justifica pelo facto das velocidades de ressonância para estes comboios serem inferiores a 240 km/h; ii) no caso do deslocamento, os resultados são coincidentes para v_{mc} iguais a 250, 300, 350 km/h; iii) no caso da aceleração os resultados são coincidentes para v_{mc} iguais a 300 e 350 km/h, registando-se pequenas diferenças (inferiores a 0,21 m/s²) caso se considere v_{mc} igual a 250 km/h; iv) as maiores diferenças registam-se quando a velocidade máxima passa de 200 para 250 km/h, acentuando-se a partir do comboio A4 com o número da ordem do comboio, isto é, de A5 para A10. Tal justifica-se porque as distâncias regulares entre grupos de eixos (D) aumentam do comboio A1 para o A10, e portanto as velocidades ressonantes ocorrem para velocidades cada vez mais elevadas; v) as respostas para os comboios ETR-Y, EUROSTAR, TGV, THALYS e VIRGIN não são influenciadas pelo aumento da v_{mc} de 300 para 350 km/h, registando-se pequenas diferenças para o comboio ICE2 no caso da aceleração a meio vão; vi) as maiores diferenças quando se passa de 200 para 250 km/h verificam-se para os comboios ETR-Y, ICE2 e VIRGIN.

Estas últimas conclusões vêm reforçar a necessidade da realização de análises dinâmicas para velocidades de circulação superiores a 220 km/h, definidas na IAPF e “Intruzioni n°I/SC/PS-OM/2298”.

CAPÍTULO 7

AVALIAÇÃO DO COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DO VIADUTO FERROVIÁRIO DEL GENIL

7.1 INTRODUÇÃO

As deformações, deslocamentos e acelerações das pontes ferroviárias, provocadas pela passagem de tráfego ferroviário, devem ser avaliadas de modo a garantir limites em três diferentes campos: i) segurança estrutural: as vibrações induzidas pela passagem de grupos regulares de eixos pela estrutura podem produzir amplificações dinâmica excessivas; ii) segurança da via: deformações ou vibrações excessivas da ponte podem provocar a perda de contacto entre a roda e o carril bem como a instabilidade da via, devido por exemplo a fenómenos de movimentação do balastro; iii) conforto dos passageiros: acelerações elevadas nas carruagens podem gerar desconforto nos passageiros.

Neste capítulo as respostas dinâmicas do viaduto del Genil, obtidas com as passagens dos comboios reais, ETR-Y, EUROSTAR, ICE2, TALGO, TGV, THALYS, e VIRGIN e dos dez comboios do modelo de carga HSLM-A são avaliadas do ponto de vista da segurança estrutural, da segurança da via e do conforto dos passageiros, tendo por base o estabelecido na EN1991-2 e EN1990-A2.

7.2 SEGURANÇA ESTRUTURAL

Com base nos resultados das análises dinâmicas foram determinadas as amplificações dinâmicas por intermédio da seguinte relação:

$$\phi'_{dyn} = \max \left| \frac{y_{dyn}}{y_{sta}} \right| - 1 \quad (7.1)$$

na qual y_{dyn} é o valor máximo da resposta dinâmica num determinado ponto da estrutura, obtido para cada um dos comboios reais (RT) ou do esquema de carga HSLM A, e y_{sta} é o valor máximo da resposta estática correspondente.

No dimensionamento deverão ser utilizados os valores mais desfavoráveis resultantes:

- i) da análise dinâmica, corrigida para ter em conta as irregularidades da via:

$$(1 + \phi'_{dyn} + 0,5\phi'') \times \begin{pmatrix} HSLM \\ ou \\ RT \end{pmatrix} \quad (7.2)$$

correspondendo a parcela $0,5\phi''$ à amplificação dinâmica devida às irregularidades para uma via com um estado de manutenção cuidado;

- ii) da aplicação do modelo de cargas LM71 majorado pelo respectivo coeficiente dinâmico e pelo coeficiente de classificação α :

$$\alpha \times \Phi \times LM71. \quad (7.3)$$

A parcela dinâmica ϕ'' é calculada por intermédio da expressão (2.25), obtendo-se para $v \geq 22$ m/s um valor constante igual a 0,002045, ou seja, 0,20 %.

Relativamente ao modelo de cargas LM71, admitindo um estado de manutenção cuidado da via, o coeficiente a adoptar é o Φ_2 dado pela expressão (2.1). Sendo o tabuleiro simplesmente apoiado, L_ϕ corresponde ao vão do tabuleiro, ou seja, $L_\phi = 46,0$ m, resultando $\Phi_2 = 1,04$.

Conforme visto em 2.7.2, para $v \leq 200$ km/h e caso a frequência se situe dentro de determinados limites, a resposta dinâmica pode ser obtida multiplicando a resposta estática pelo coeficiente $(1 + \phi)$ dado pela expressão 7.4.

$$(1 + \phi) = (1 + \phi' + 0,5\phi'') \quad (7.1)$$

$$\phi'(v) = \frac{k}{1 - k + k^4} \quad (7.2)$$

$$k(v) = \frac{v}{2L_\phi n_0} = \frac{v}{2 \times 46,0 \times 3,15} = 3,451 \times 10^{-3} v \quad (7.3)$$

No caso em estudo $L_\phi = 46,0$ m, pelo que os limites inferior ($n_{0,\text{inf}}$) e superior ($n_{0,\text{sup}}$) valem:

i) limite inferior: $n_{0,\text{inf}} = 23,58 \times L_\phi^{-0,592} = 2,44$ Hz

ii) limite superior $n_{0,\text{sup}} = 94,76 \times L_\phi^{-0,748} = 5,41$ Hz

e portanto sendo $n_0 = 3,15$ Hz a frequência situa-se no intervalo de validade da expressão.

Na Figura 7.1 comparam-se os resultados obtidos por intermédio das expressões 7.2 e 7.3. Para os comboios reais apresentam-se os resultados para o comboio VIRGIN e para o HSLM A, para o comboio A7, pois foram os comboios para os quais se obtiveram as maiores respostas dinâmicas no âmbito da análise determinística apresentada no capítulo 5.

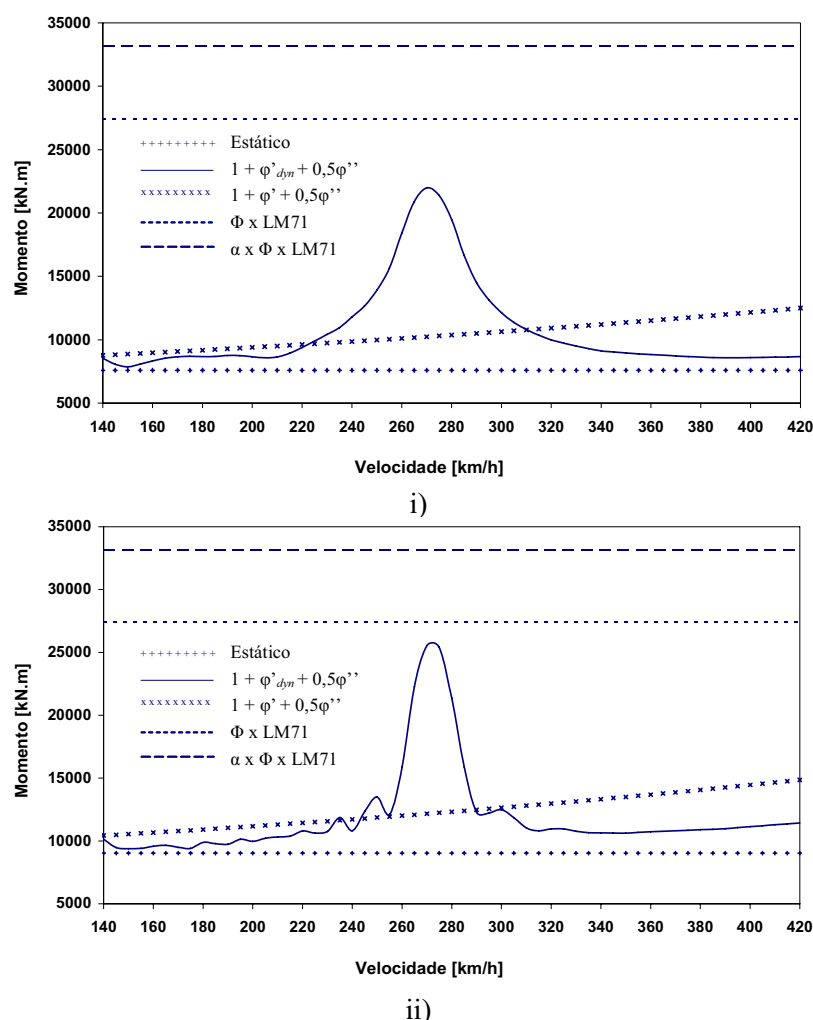
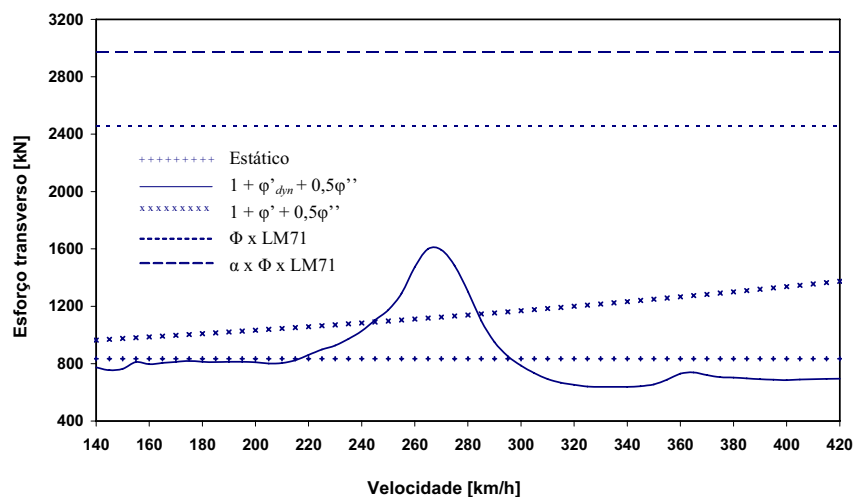


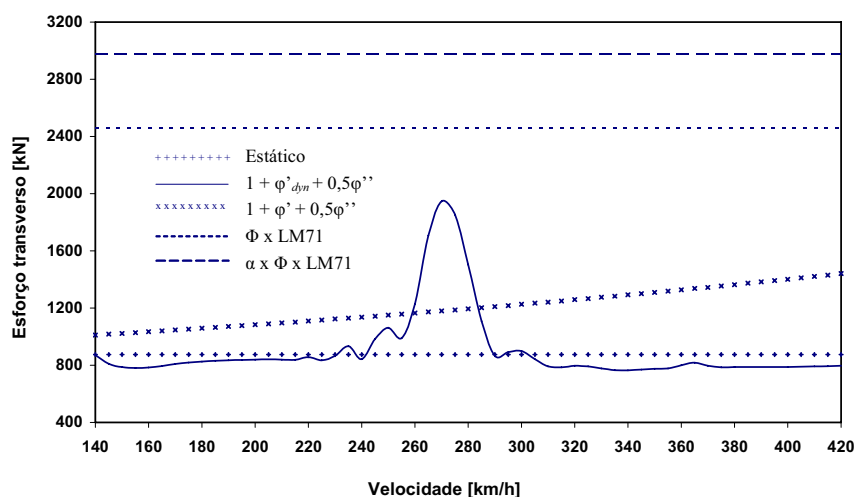
Figura 7.1 - Comparação dos valores máximos do momento a meio vão obtidos por aplicação do modelo LM71, por intermédio de uma análise dinâmica e da adopção de um coeficiente de amplificação dinâmica para: i) comboio VIRGIN e ii) HSLM A7

Os valores calculados pela expressão 7.4 são igualmente apresentados nas figuras 7.1 e 7.2, admitindo-se a sua extrapolação para $v > 200$ km/h.

Situando-se a obra em Espanha, apresentam-se, além dos valores correspondentes à adopção de $\alpha = 1$, os valores correspondentes a $\alpha = 1,21$ preconizado na norma IAPF (2003).



i)



ii)

Figura 7.2 Comparação dos valores máximos do esforço transversal no apoio obtidos por aplicação do modelo LM71, por intermédio de uma análise dinâmica e da adopção de um coeficiente de amplificação dinâmica para: i) comboio VIRGIN e ii) HSLM A7

Da observação das figuras é possível concluir que:

- i) para $v \leq 200$ km/h, os resultados obtidos através da adoção do coeficiente de amplificação dinâmica $(1+\varphi)$ são sempre superiores aos obtidos através de uma análise dinâmica;
- ii) para $v > 200$ km/h, e como era de esperar, os efeitos obtidos pela adoção do coeficiente dinâmico $(1+\varphi)$ não cobrem os efeitos para velocidades próximas de velocidades de ressonância da estrutura;
- iii) os resultados obtidos por aplicação do modelo de cargas LM71, considerando um coeficiente de classificação de 1,21, majorado pelo respectivo coeficiente dinâmico Φ , são sempre bastante superiores aos resultados obtidos pelas análises dinâmicas ou pela consideração de coeficientes de amplificação dinâmica;
- iv) as diferenças entre os valores obtidos através da análise dinâmica e os obtidos através da aplicação do modelo de cargas LM71 majorado por Φ são superiores para o esforço transversal no apoio;
- v) o momento a meio vão para o comboio A7 do HSLM A à velocidade de ressonância de 270 km/h é próximo do momento obtido para o modelo LM71 majorado por Φ , quando é considerado um coeficiente de classificação $\alpha = 1,0$.

A comparação dos resultados da simulação estocástica da resposta dinâmica do viaduto, em termos de deslocamento a meio vão, com os resultados da aplicação do modelo de carga LM71 majorado pelo coeficiente dinâmico Φ , para $\alpha = 1,0$ e $\alpha = 1,21$, é apresentado na Figura 7.3.

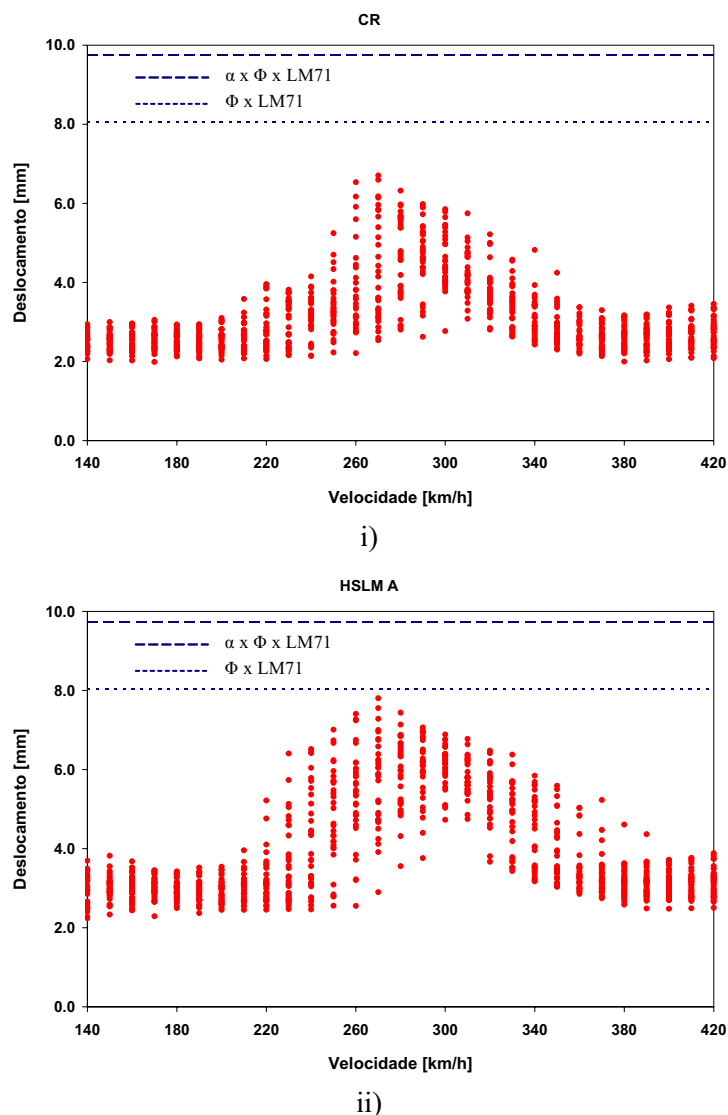


Figura 7.3 - Comparação dos valores máximos do deslocamento a meio vão obtidos na simulação estocástica com os limites definidos na EN 1991-2 para: i) comboios reais e ii) HSLM A

No caso dos comboios reais, os valores máximos do deslocamento obtidos através da simulação estocástica são bastante inferiores aos que resultaram da aplicação do modelo LM71.

No caso do HSLM A, os valores da simulação estocástica aproximam-se dos valores da aplicação do modelo LM71 no caso de se considerar $\alpha = 1,0$.

Nos Quadros 7.1 a 7.3 são comparados os valores máximos do momento na secção de meio vão, esforço transversal na secção do apoio e deslocamento vertical a meio vão, para as situações anteriormente referida, para os comboios reais e modelo de carga HSLM A. Para cada comboio é apenas apresentado o resultado da velocidade que produz os maiores efeitos dinâmicos.

Quadro 7.1 - Valores do momento máximo na secção de meio vão para os comboios reais e HSLM A

	S_{sta} (kN.m)	$(1 + \varphi_{dyn}) \times S_{sta}$ (kN.m)	$(1 + \varphi) \times S_{sta}$ (kN.m)	$\Phi \times LM71$ (kN.m)	$\alpha \times \Phi \times LM71$ (kN.m)
ETR-Y	8050	15255	11132	27431	33191
EUROSTAR	8115	11755	10286	27431	33191
ICE2	8288	15102	11461	27431	33191
TALGO	8897	11056	14649	27431	33191
TGV	8086	13104	10250	27431	33191
THALYS	8081	13025	10625	27431	33191
VIRGIN	7590	21984	10233	27431	33191
HSLM A1	8641	10777	10696	27431	33191
HSLM A2	9832	12844	12314	27431	33191
HSLM A3	8805	16981	11161	27431	33191
HSLM A4	9084	21569	11798	27431	33191
HSLM A5	8138	22452	10701	27431	33191
HSLM A6	8617	24525	11472	27431	33191
HSLM A7	9020	25550	12160	27431	33191
HSLM A8	9046	23810	12351	27431	33191
HSLM A9	10053	24101	13902	27431	33191
HSLM A10	10053	21209	14083	27431	33191

Quadro 7.2 - Valores do esforço transversal máximo na secção do apoio para os comboios reais e HSLM A

	S_{sta} (kN)	$(1 + \varphi_{dyn}) \times S_{sta}$ (kN)	$(1 + \varphi) \times S_{sta}$ (kN)	$\Phi \times \text{LM71}$ (kN)	$\alpha \times \Phi \times \text{LM71}$ (kN)
ETR-Y	760	1187	1051	2459	2975
EUROSTAR	768	901	973	2459	2975
ICE2	783	1198	1083	2459	2975
TALGO	838	871	1379	2459	2975
TGV	852	1024	1080	2459	2975
THALYS	851	1016	1119	2459	2975
VIRGIN	835	1600	1125	2459	2975
HSLM A1	790	839	978	2459	2975
HSLM A2	901	986	1128	2459	2975
HSLM A3	829	1269	1051	2459	2975
HSLM A4	855	1563	1110	2459	2975
HSLM A5	783	1622	1029	2459	2975
HSLM A6	829	1803	1104	2459	2975
HSLM A7	875	1947	1180	2459	2975
HSLM A8	864	1815	1180	2459	2975
HSLM A9	967	1852	1337	2459	2975
HSLM A10	967	1647	1355	2459	2975

Quadro 7.3 - Valores do deslocamento vertical máximo na secção de meio vão para os comboios reais e HSLM A

	S_{sta} (mm)	$(1 + \varphi_{dyn}) \times S_{sta}$ (mm)	$(1 + \varphi) \times S_{sta}$ (mm)	$\Phi \times \text{LM71}$ (mm)	$\alpha \times \Phi \times \text{LM71}$ (mm)
ETR-Y	2,33	4,61	3,22	8,05	9,74
EUROSTAR	2,33	3,61	2,95	8,05	9,74
ICE2	2,39	4,61	3,31	8,05	9,74
TALGO	2,65	3,46	4,36	8,05	9,74
TGV	2,54	3,96	3,22	8,05	9,74
THALYS	2,54	4,02	3,34	8,05	9,74
VIRGIN	2,44	6,70	3,29	8,05	9,74
HSLM A1	2,49	3,37	3,08	8,05	9,74
HSLM A2	2,84	3,96	3,56	8,05	9,74
HSLM A3	2,51	5,22	3,18	8,05	9,74
HSLM A4	2,60	6,44	3,38	8,05	9,74
HSLM A5	2,35	6,74	3,09	8,05	9,74
HSLM A6	2,49	7,41	3,31	8,05	9,74
HSLM A7	2,62	7,81	3,53	8,05	9,74
HSLM A8	2,61	7,14	3,57	8,05	9,74
HSLM A9	2,90	7,07	4,01	8,05	9,74
HSLM A10	2,90	6,34	4,06	8,05	9,74

7.3 SEGURANÇA DA VIA

Nesta secção a resposta do viaduto é avaliada do ponto de vista da segurança da via, o que envolve a verificação de estados limites relacionados com:

- 1) aceleração vertical do tabuleiro;
- 2) torção do tabuleiro;
- 3) deformação vertical do tabuleiro

A verificação da deformação e vibração transversal do tabuleiro não foi efectuada por não se dispor de dados que permitem realizar estas verificações.

7.3.1 Aceleração vertical do tabuleiro

O anexo A2 da EN1990 define o valor limite de $3,5 \text{ m/s}^2$ ($\approx 0,35g$) para a aceleração vertical de tabuleiros de pontes com via balastrada, de modo a evitar a instabilidade do balastro.

Na Figura 7.4 apresentam-se os valores máximos da aceleração vertical a meio vão obtidos através da simulação estocástica para os comboios reais e esquemas do modelo de carga HSLM A, verificando-se que se situam sempre abaixo do limite referido.

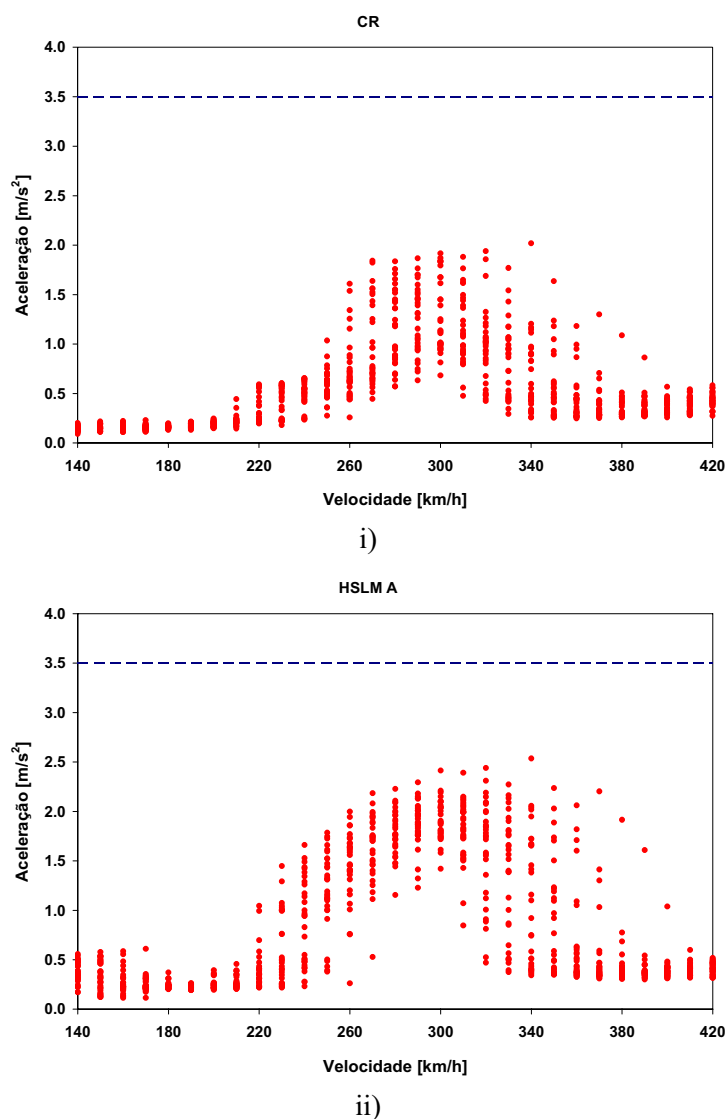


Figura 7.4 - Comparação dos valores máximos da aceleração a meio vão obtidos na simulação estocástica com os limites definidos na EN 1990-A2 para i) comboios reais e ii) HSLM A

No Quadro 7.4 apresentam-se os valores máximos da aceleração vertical para cada um dos sete comboios reais e dez comboios do modelo de carga HSLM A.

O valor máximo corresponde ao comboio A7 do modelo de cargas HSLM A, e é igual a $2,54 \text{ m/s}^2$.

Quadro 7.4 Valores máximos da aceleração vertical na secção de meio vão para os comboios reais e esquemas de carga HSLM A

	$a(\text{m/s}^2)$		$a(\text{m/s}^2)$
HSLM A1	0,43	ETR-Y	1,29
HSLM A2	0,55	EUROSTAR	0,60
HSLM A3	1,19	ICE2	1,30
HSLM A4	1,76	TALGO	0,56
HSLM A5	2,09	TGV	0,76
HSLM A6	2,18	THALYS	0,75
HSLM A7	2,54	VIRGIN	2,02
HSLM A8	2,24		
HSLM A9	2,27		
HSLM A10	1,95		

7.3.2 Torção do tabuleiro

O anexo A2 da EN 1990 define que para velocidades de circulação superiores a 200 km/h o empenamento máximo, t , medido entre duas secções afastadas de 3 m na direcção longitudinal não deverá exceder 1,5 mm.

No Quadro 7.5 apresentam-se os valores do empenamento calculado entre as secções de meio vão e do apoio, por daqui resultarem valores sempre superiores aos obtidos entre secções afastadas de 3 m.

A observação do quadro permite verificar que o valor máximo do empenamento 0,102 mm, para o comboio HSLM A6 é muito inferior ao limite indicado na norma.

Quadro 7.5 Valores do empenamento t , entre as secções de meio vão e do apoio para os comboios reais e esquemas do modelo de carga HSLM A

	$t(\text{mm})$		$t(\text{mm})$
HSLM A1	0,092	ETR-Y	0,075
HSLM A2	0,093	EUROSTAR	0,082
HSLM A3	0,083	ICE2	0,080
HSLM A4	0,083	TALGO	0,083
HSLM A5	0,089	TGV	0,088
HSLM A6	0,102	THALYS	0,086
HSLM A7	0,089	VIRGIN	0,082
HSLM A8	0,082		
HSLM A9	0,092		
HSLM A10	0,099		

7.3.3 Deformação vertical do tabuleiro

O valor máximo do deslocamento vertical da via para o modelo LM71 não deverá exceder $L/600 \cong 76,67 \text{ mm}$. O valor máximo registado com uma via carregada foi de 7,75 mm, o que conduz a um deslocamento vertical máximo de 18,76 mm ($1,21 \times 2 \times 7,75$), valor bastante inferior ao limite regulamentar.

7.4 CONFORTO DOS PASSAGEIROS

O conforto dos passageiros foi avaliado com base nos valores das acelerações verticais nas carruagens obtidas através das análises com interacção ponte-comboio e ainda através da metodologia simplificada indicada na EN 1990-A2.

7.4.1 Análise dinâmica com interacção ponte-comboio

A EN 1990-A2 fixa limites para os valores máximos da aceleração nas carruagens (b'_v) iguais a 1,0, 1,3 e 2,0 m/s^2 em correspondência com três níveis de conforto dos passageiros: Muito bom, Bom e Aceitável.

Na Figura 7.5 estão representados os valores máximos da aceleração vertical nas carruagens e locomotivas dos comboios ETR-Y e ICE2, em função da velocidade, obtidas

através das análises dinâmicas com interação entre a ponte-comboio. No que diz respeito ao comboio ICE2 são apresentados os valores das análises considerando os parâmetros indicados em 3.3.3.

Da observação da figura é possível concluir que os valores máximos da aceleração são inferiores ao limite de $1,0 \text{ m/s}^2$ correspondente a um nível de conforto Muito Bom.

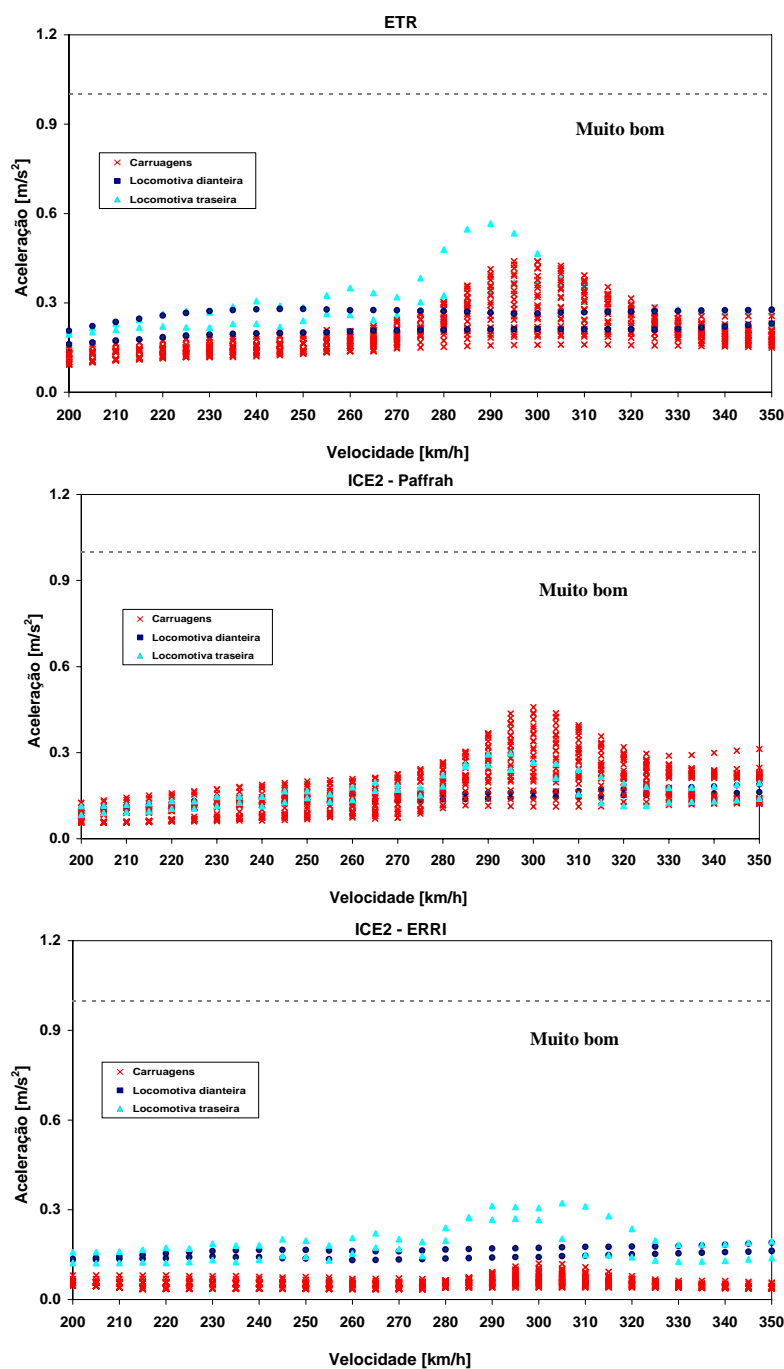


Figura 7.5 - Comparação dos valores máximos da aceleração nos comboios ETR-Y e ICE2 com o limite correspondente a um nível de conforto Muito Bom

7.4.2 Metodologia simplificada

O método simplificado preconizado na EN 1990-A2, para a avaliação do conforto dos passageiros, é baseado na comparação da relação L/δ , onde L representa o vão da ponte, e δ o valor máximo do deslocamento vertical do tabuleiro, obtido com uma via carregada com o modelo de cargas LM71, majorado pelo respectivo coeficiente dinâmico Φ , e considerando o coeficiente de classificação $\alpha = 1$, com os limites apresentados em 2.7.4.

Para o viaduto del Genil $L = 46,0$ m, e $\Phi \times \text{LM71} = 8,05$ mm, o que corresponde a $L/\delta = 5714$. Da observação da Figura 7.6 é possível concluir que para $L = 46$ m e $v = 350$ km/h o valor mínimo da relação L/δ correspondente nível de conforto Muito Bom é igual a 2100.

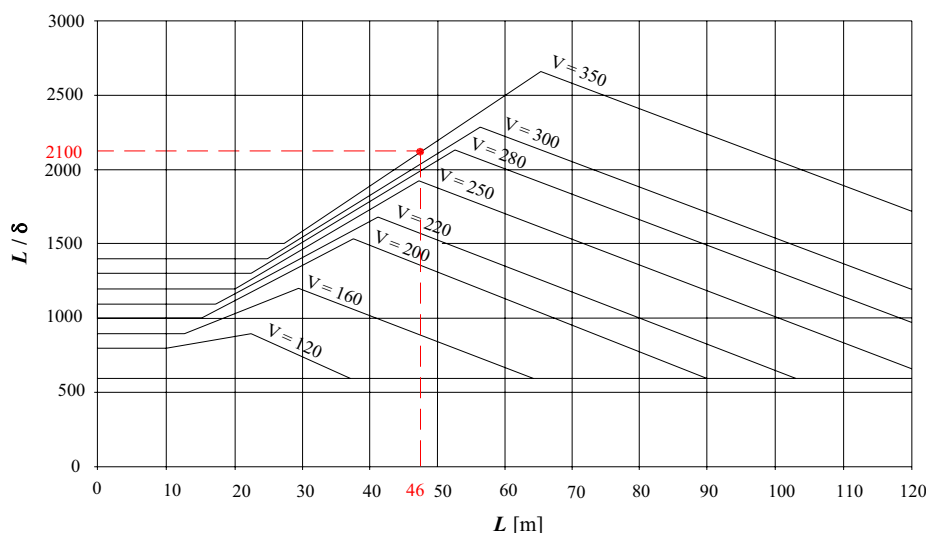


Figura 7.6 - Definição do valor mínimo da relação L/δ que corresponde a um nível de conforto Muito

Os resultados obtidos por intermédio desta metodologia simplificada preconizada pela EN 1990-A2 confirmam os resultados obtidos através da metodologia que envolveu análises dinâmicas com interacção ponte-comboio verificando um nível de conforto, com bastante folga, muito bom dos passageiros.

7.5 VERIFICAÇÕES RELATIVAS À INTERACÇÃO VIA TABULEIRO

No anexo G da EN1991-2 é apresentado um método simplificado, designado G4, para análise da resposta combinada da via-estrutura devido às acções variáveis, no caso de pontes constituídas por uma sucessão de tramos simplesmente apoiados.

Para que este método seja válido é necessário que: os carris de barra longa soldada sejam UIC60 e estendam-se sem interrupção num comprimento mínimo de 100 m para cada um dos lados dos encontros; tenham uma classe mínima de resistência do aço de 900 MPa; estejam apoiados em travessas de betão, sobre camada de balastro consolidado com altura mínima de 30 cm e com um afastamento máximo de 65 cm.

Além disso, a ponte tem que estar inserida numa zona de traçado recto ou com raio de curvatura igual ou superior a 1500 m.

A variação uniforme de temperatura no tabuleiro (Δ_{TD}) de uma ponte com um comprimento de expansão $L_T = 46$ m, tem que ser inferior a 27^0 , sendo o valor máximo da diferença de temperatura entre o carril e o tabuleiro $|\Delta_{TD} - \Delta_{TR}| \leq 20^0$.

É ainda necessário verificar que, no caso de pontes em betão, o comprimento de expansão L_T , é inferior a 90 m, todos os tramos tenham o mesmo arranjo estático (apoio fixo na mesma extremidade e não no mesmo pilar), um dos apoios fixos situe-se sobre o encontro, o comprimento de um tramo não difira mais do que 20% dos tramos adjacentes, a rigidez de cada apoio fixo (com excepção do encontro) não difira mais do que 40% da rigidez média dos apoios, e o valor da rigidez do apoio fixo deverá ser superior a $2,53 \times 10^3 \times L_T \times n$ (sendo n o número de vias).

No caso do viaduto del Genil, $L_T = 46$ m e $n = 2$, obtemos assim $k = 233e^3$ kN/m. Considerando o funcionamento dos pilares em consola ($k = 3EI/L^3$) e assumindo pilares com altura de 20 m com um módulo de elasticidade $E = 32$ GPa, podemos concluir que para a verificação deste limite os pilares deverão ter uma inércia mínima $I = 19,42$ m⁴.

O método G4 define ainda que o máximo deslocamento longitudinal da fibra superior do tabuleiro na sua extremidade, em relação ao encontro adjacente, não deverá ultrapassar os 10 mm, e a soma dos máximos deslocamentos longitudinais das fibras superiores do tabuleiro de dois tramos adjacentes, não deverá ultrapassar os 15 mm. Para o viaduto del Genil com a colocação do modelo de carga LM71 nas duas vias, obtiveram-se os valores de 3,52 mm e 7,04 mm, respectivamente.

A verificação conjunta de todos os limites permitiria garantir a segurança fase à verificação das tensões adicionais nos carris, à deformação máxima da estrutura devido ao arranque e frenagem e as acções verticais de tráfego, sem a necessidade de uma modelação que tivesse em conta o efeito da interacção via-tabuleiro.

7.6 CONCLUSÕES

Os resultados das análises dinâmicas realizadas com a passagem dos comboios reais, ETR -Y, EUROSTAR, ICE2, TALGO, TGV, THALYS, e VIRGIN e dos dez comboios do modelo de carga HSLM-A foram avaliados do ponto de vista da segurança estrutural, da segurança da via e do conforto dos passageiros.

Em termos de segurança estrutural, os resultados obtidos nas análises dinâmicas em termos de momento a meio vão, esforço transversal no apoio e deslocamento vertical a meio vão, são sempre inferiores aos obtidos aplicando o modelo de cargas LM71 majorado pelo respectivo coeficiente dinâmico Φ , e considerando um coeficiente de classificação, α , de 1,21.

As diferenças obtidas entre os resultados das análises dinâmicas e os resultados da aplicação do modelo de cargas LM71 majorado por Φ , no que se refere à grandeza esforço transversal, sugerem a adopção de valores distintos para coeficiente dinâmico Φ , quando se tratar das grandezas esforço transversal ou momento flector. Esta é, aliás, a metodologia seguida pelo código UIC 776-1 R (1979) e pelo Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes (RSA, 1983).

As acelerações verticais do tabuleiro, calculadas com a passagem dos sete comboios reais e dos dez comboios pertencentes ao modelo de carga HSLM A, são sempre inferiores ao limite de $3,5\text{m/s}^2$ definido no anexo A2 da EN1990, para pontes balastradas.

O empenamento t , calculado entre a secção de meio vão e a secção do apoio, obtido com a passagem dos comboios reais e do modelo de carga HSLM A, é sempre inferior ao limite de 1,5 mm, definido no anexo A2 da EN1990, para velocidades superiores a 200 km/h.

Relativamente ao conforto dos passageiros, foram realizadas análises dinâmicas com interacção comboio-ponte, para os comboios ETR-Y e ICE2, tendo sido utilizado parâmetros distintos para este último (Paffrah e ERRI). Foi ainda aplicada a metodologia simplificada proposta no anexo A2 da EN1990.

Os valores obtidos das acelerações verticais dos comboios ETR-Y e ICE2 foram sempre inferiores ao limite de $1,0\text{ m/s}^2$, que corresponde a considerar um nível de conforto Muito Bom.

Com a aplicação da metodologia simplificada de avaliação do conforto dos passageiros obteve-se um limite inferior para a relação L / δ de 2100. Para a ponte em estudo o valor da mesma relação é de 5714, o que corresponde a considerar um nível de conforto dos passageiros de Muito Bom.

As verificações relativas à interacção entre a via e a estrutura podem ser realizadas através da aplicação de um método simplificado proposto no anexo G da EN1991-2, o qual permite a dispensa da realização de modelos mais complexos que tenham em conta a interacção entre a via e o tabuleiro, sempre que forem cumpridos os limites de validade estabelecidos nesse anexo.

CAPÍTULO 8

CONCLUSÕES

8.1 CONCLUSÕES GERAIS

O principal objectivo da presente dissertação consistiu no estudo dos efeitos dinâmicos e no desenvolvimento de metodologias para a análise de pontes sob acção de tráfego ferroviário a alta velocidade.

Os estudos tiveram por base a regulamentação definida nos eurocódigos, EN 1991-2 e EN 1990-A2, procurando-se efectuar uma comparação destes com os códigos espanhol, IAPF (“Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de ferrocarril”), e italiano, “Intruzioni n°I/SC/PS-OM/2298”.

As verificações de segurança definidas nestas normas podem dividir-se em três campos: i) segurança estrutural (amplificações dinâmicas); ii) segurança da via (aceleração vertical, torção, rotações dos extremos do tabuleiro) e iii) conforto dos passageiros.

A análise dinâmica de pontes sob a acção de tráfego ferroviário a alta velocidade pode ser efectuada através de várias metodologias de cálculo. Foram apresentados modelos com e sem interacção ponte-comboio, tendo sido desenvolvido um programa baseado na metodologia de cargas móveis para implementação no programa comercial SAP2000.

Os estudos foram aplicados ao viaduto ferroviário del Genil, pertencente à nova linha de alta velocidade Córdoba-Málaga, constituído por sete tramos simplesmente apoiados e cuja secção transversal é composta por uma viga caixão unicelular de betão armado pré-esforçado.

Para este efeito foram desenvolvidos três tipos de modelos: i) modelos com elementos de viga disposto no eixo; ii) modelos com elementos de viga dispostos em grelha e iii) modelos com elementos finitos de casca.

Os modelos foram calibrados com base numa comparação feita, quer a nível estático, tendo por base os casos de carga peso próprio e modelo de carga LM71, quer a nível dinâmico, em função dos modos e frequências de vibração de cada um dos modelos.

Os resultados das análises estáticas referentes aos diferentes modelos foram praticamente coincidentes, à excepção da rotação longitudinal a meio vão para o modelo LM71, pelo facto de o carregamento do modelo de carga LM71 só conseguir mobilizar a rigidez à torção de uma das alma da viga caixão

Depois de realizada a calibração, os modelos com elementos de viga apresentaram resultados iguais para qualquer das solicitações.

Foi realizado um estudo dinâmico preliminar com o objectivo de analisar a sensibilidade da resposta dinâmica da estrutura em função do método de integração utilizado na resolução do sistema de equações de equilíbrio dinâmico (Newmark e sobreposição modal).

Concluiu-se que para qualquer dos modelos e métodos de integração utilizados, e quando nas análises dinâmicas foram considerados modos de vibração com frequências inferiores a 30 Hz, o incremento de tempo a utilizar na resolução do sistema de equações de equilíbrio dinâmico será de $\Delta t = 0,0032 \text{ s}$ ($\approx T_n/10$). Conclui-se ainda que no caso de serem considerados modos de vibração com frequências superiores a 30 Hz, deve ser utilizado um incremento de tempo menor, ou seja, $\Delta t = 0,0016 \text{ s}$ ($\approx T_n/20$).

Os registos temporais da aceleração obtidos através de análises dinâmicas realizadas com o método de Newmark requerem a aplicação de filtros de forma a retirar o ruído numérico desses registos. Se o valor da frequência de corte considerada para o filtro for próxima das frequências do sinal pode existir dificuldades na aplicação desse filtro.

Os resultados da análise dinâmica preliminar dos efeitos globais na estrutura são praticamente coincidentes para os dois métodos de integração utilizados. No que diz respeito aos diferentes modelos, os resultados obtidos com o modelo de casca são ligeiramente superiores aos alcançados com o modelo de grelha, sendo as diferenças desprezáveis. Pode concluir-se que as análises dinâmicas dos efeitos globais na estrutura devem ser realizadas utilizando o modelo de grelha e pelo método da sobreposição modal, por forma a obter um menor custo computacional, para evitar a aplicação de filtros e para

possibilitar a utilização de coeficientes de amortecimento iguais para todos os modos de vibração da estrutura.

A comparação dos valores máximos da aceleração vertical, permite constatar que os nós sujeitos aos efeitos locais do tabuleiro apresentam sempre valores superiores quando comparados com os nós localizados em zonas em que estes efeitos não se fazem sentir.

A análise de efeitos dinâmicos locais na estrutura apresenta resultados diferentes quando se utilizam o método de Newmark ou da sobreposição modal na resolução das equações de equilíbrio dinâmico. Foi possível concluir que a utilização do método dos vectores próprios no método da sobreposição modal provoca valores menores da aceleração quando comparados com os valores obtidos com o método de Newmark. Concluiu-se assim que as análises dinâmicas de efeitos locais na estrutura devem ser realizadas com o método de Newmark utilizando o modelo de elementos finitos de casca, ou pelo método da sobreposição modal com a utilização do método dos vectores de Ritz.

Foi ainda possível concluir que a utilização do método dos vectores de Ritz conduz a resultados praticamente coincidentes com os obtidos através do método de Newmark, devido ao facto de ambos os métodos entrarem em linha de conta com a deformação quase-estática devida ao carregamento.

As análises dinâmicas sem interacção ponte-comboio foram realizadas através da implementação de uma metodologia de cargas móveis no programa de elementos finitos SAP2000. As análises dinâmicas com interacção ponte-comboio foram realizadas no programa Femix.

Na avaliação dos efeitos dinâmicos globais da estrutura foram utilizadas modelos com elementos de viga e com elementos finitos de casca. Os resultados foram apresentados em termos de valores máximos do deslocamento, da aceleração, do momento flector na secção de meio vão e do esforço transversal no apoio. Foram ainda apresentadas as respectivas amplificações dinâmicas.

Através dos resultados destas análises foi possível concluir que: i) o valor máximo das quatro grandezas consideradas foi obtido com a passagem do comboio A7, pertencente ao modelo de cargas HSLM A, à velocidade de 270 km/h; ii) a relação entre os valores máximos das respostas, obtidas com o modelo de cargas HSLM A e com comboios reais é de: 1,16 para o deslocamento e momento na secção de meio vão; 1,21 para o esforço transversal na secção do apoio e 1,23 para a aceleração na secção de meio vão; iii) as envolventes do modelo de cargas HSLM A, em termos de deslocamento e momento a meio vão e esforço transversal no apoio, cobrem totalmente a envolvente originada pelos

comboios reais; iv) apenas para a aceleração a meio vão e para algumas velocidades afastadas de velocidades de ressonância, os comboios reais apresentam valores ligeiramente superiores aos alcançados com o modelo de cargas HSLM A.

Os valores da razão entre os coeficientes dinâmicos obtidos através das análises dinâmicas relativos ao esforço transversal e ao momento flector situam-se entre 0,66 e 0,85, pelo que estes resultados sugerem a adopção de valores distintos para o coeficiente dinâmico Φ , quando se tratar das grandezas esforço transversal ou momento flector. Esta é, aliás, a metodologia seguida pelo código UIC 776 1 R (1979) e pelo Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes (RSA, 1983).

A análise de efeitos dinâmicos locais na estrutura foi realizada com o propósito de se avaliar os factores que influenciam as acelerações de um tabuleiro constituído por uma viga caixão unicelular em betão armado pré-esforçado, tendo sido efectuada através do modelo com elementos finitos de casca.

Este tipo de tabuleiro apresenta grandes vãos para a laje superior entre almas (podem chegar aos 7,0 m), e para as consolas de ambos os lados do caixão (para um tabuleiro com 14 m largura, cada consola pode apresentar um vão de 3,0 m).

As acelerações na secção transversal apresentarem valores distintos em função dos nós se situarem em zonas flexíveis ou rígidas do tabuleiro. À medida que os nós se aproximam do meio da laje superior ou do extremo da consola, ficam sujeitos aos efeitos dos modos locais de vibração, apresentando, portanto, valores mais elevados da aceleração. Os valores mais baixos da aceleração foram obtidos para os nós situados nas almas, logo não estando sujeito aos efeitos das vibrações locais do tabuleiro.

Acelerações excessivas correspondentes a modos de vibração elevados dos elementos flexíveis das vigas caixão (com deslocamentos muito reduzidos) podem levar ao aparecimento de pontos brancos nas pedras do balastro, podendo não provocar a instabilidade imediata do mesmo, mas uma mais rápida deterioração.

Pode verificar-se que a consideração nas análises dinâmicas de modos de vibração com frequências até aos 60 Hz não se traduziu num aumento das acelerações dos nós situados sobre as almas do caixão, ao contrário dos nós situados nas zonas flexíveis.

Outro aspecto estudado foi a influência que a distribuição transversal das cargas referentes ao comboio pode ter nos valores da aceleração do tabuleiro. Concluiu-se que apenas os nós localizados sob o caminho de cargas apresentavam valores ligeiramente diferentes dos obtidos sem a referida distribuição.

Foram ainda apresentados resultados referentes a análises dinâmicas com interacção ponte-comboio. As análises foram realizadas como os comboios ETR-Y e ICE2, sendo que para este último foram considerados os parâmetros definidos pela comissão ERRI D214 (2001) e por Paffrath (1998).

Em termos de valores máximos do deslocamento a meio vão a consideração da interacção ponte-comboio permitiu obter valores inferiores da ordem dos 14% e 7%, respectivamente para o comboio ETR-Y e ICE2 (Paffrath).

Já no que se refere à aceleração, os valores máximos obtidos com interacção ponte-comboio, foram 23% (ETR-Y) e 11% (ICE2, Paffrath) inferiores aos alcançados sem a interacção ponte-comboio.

A consideração dos parâmetros definidos no ERRI para o comboio ICE2 conduziu sempre a resultados mais próximos dos obtidos nas análises sem interacção ponte-comboio, pelo facto da suspensão secundária apresentar valores muito baixos de rigidez.

Sendo o viaduto del Genil constituído por sete tramos simplesmente apoiados, com vãos de 46 m, as análises dinâmicas sem interacção ponte-comboio não necessitariam de ser realizadas com o amortecimento adicional definido na EN 1991-2. Com o intuito de confrontar esta afirmação procedeu-se à realização de outras análises dinâmicas, tendo-se calculado o amortecimento adicional que seria necessário introduzir nas análises dinâmicas sem interacção ponte-comboio, de modo a se obter os mesmos resultados em análises que tenham em conta essa interacção.

As principais conclusões retiradas dos resultados apresentados e da análise do documento ERRI D214/RP4 foram: i) análises dinâmicas realizadas com a utilização do amortecimento adicional definido no gráfico da EN 1991-2, podem levar a resultados diferentes dos que os que seriam alcançados através de uma análise dinâmica em que a interacção entre o comboio e a ponte fosse considerada, pela inexistência de qualquer referência aos pressupostos que deram origem a este gráfico; ii) o facto de a curva do referido gráfico ter sido ajustada pelos valores mínimos, poderá levar em certas pontes a um dimensionamento muito conservativo.

Sendo assim, propõem-se que quando das análises dinâmica realizadas sem interacção ponte-comboio, utilizando o amortecimento adicional definido na EN 1991-2, resultaram valores da aceleração vertical ligeiramente superiores aos valores máximos regulamentares, deverão ser realizadas análises dinâmicas em que seja considerado a interacção ponte-comboio.

A variabilidade espacial das acelerações nas carruagens ao longo do comboio foi um dos aspectos considerados durante a elaboração deste trabalho, com o objectivo de se tentar determinar os lugares mais confortáveis durante a passagem de um comboio por uma ponte.

Para os comboios estudados pode observar-se que o valor da aceleração nas locomotivas dianteiras apresentou um crescimento linear, não sendo perturbada por qualquer forma de ressonância, ao contrário das carruagens e das locomotivas traseiras.

Com os parâmetros definidos no ERRI, as locomotivas do comboio ICE2 apresentaram sempre valores de aceleração vertical superiores aos das carruagens.

Os valores da aceleração ao longo das carruagens dos comboios ETR-Y e ICE2 (Paffrath) apresentaram uma distribuição muito similar.

A comparação dos valores da aceleração vertical em todos os pivots das carruagens nos dois comboios, permitiu retirar algumas conclusões particulares: i) o pivot situado na parte dianteira de qualquer carruagem tem sempre valores de aceleração mais baixos do que o pivot situado na parte traseira da mesma carruagem; ii) considerando os máximos valores das acelerações obtidos para cada um dos pivots das carruagens, o mínimo destes valores é alcançado para o primeiro pivot da segunda carruagem, e o máximo para o segundo pivot da penúltima carruagem (com excepção feita quando para o comboio ICE2 se forem utilizados os parâmetros do ERRI D214, sendo, neste caso, atingido o máximo valor, no segundo pivot da última carruagem).

Na EN 1990-A2 é referido que as análises dinâmicas com interacção ponte-comboio devem ser realizadas com um número suficiente de vãos da estrutura de modo a que se possam desenvolver fenómenos de ressonância nas suspensões dos veículos.

Foi possível concluir que os valores máximos da aceleração vertical, obtidos pela passagem sobre um tramo do viaduto, foram sempre inferiores aos alcançados com a passagem sobre cinco tramos do mesmo viaduto, mas as relações entre os seus valores ficaram sempre bastante distantes dos 0,7 apresentados na EN 1990-A2. O valor mínimo (0,89) foi alcançado para as carruagens do comboio ICE2. Sendo assim, a utilização das relações apresentadas na referida norma podem levar a um sob-dimensionamento da estrutura no que se refere ao conforto dos passageiros.

A simulação estocástica da resposta dinâmica do viaduto del Genil teve em conta a natureza aleatória de diversos factores com forte influência na resposta estrutural, tais como o módulo de elasticidade do betão e a sua evolução com o tempo e a massa volúmica do tabuleiro.

A análise da resposta dinâmica foi efectuada com base no método de simulação de Monte-Carlo, considerando 31 simulações, para cada velocidade e para cada comboio, associadas a diferentes conjuntos de amostras das diversas variáveis aleatórias envolvidas. O número total de simulações foi de 15283 (31×29 (velocidades) $\times 17$ (comboios)).

As simulações estocásticas foram desenvolvidas considerando a variável aleatória módulo de elasticidade do betão, modelada por intermédio de uma distribuição normal e a variável aleatória, massa do tabuleiro, com distribuição uniforme, função da massa volúmica do betão, das dimensões da secção transversal e das restantes massas dos elementos não estruturais.

As simulações estocásticas foram precedidas de uma análise prévia de sensibilidade da resposta dinâmica do viaduto em relação ao módulo de elasticidade do betão, da massa do tabuleiro, do amortecimento estrutural e do módulo de torção. Para o efeito, foram efectuadas análises em que apenas foi considerada uma das variáveis como aleatória, assumindo-se as restantes como variáveis determinísticas.

Da análise de sensibilidade da resposta dinâmica do viaduto, em relação à massa do tabuleiro, foi possível concluir que um aumento desta variável provoca uma diminuição nas frequências naturais da estrutura e consequentemente nas velocidades de ressonância, menores valores da aceleração e pouca influência nos deslocamentos do tabuleiro.

O aumento do módulo de elasticidade provoca um aumento nas frequências da estrutura e consequentemente nas velocidades de ressonância. Os valores da aceleração vertical do tabuleiro praticamente não são afectados por este aumento, ao contrário do que sucede com os valores do deslocamento que apresentam menores valores.

Nas análises de sensibilidade, em que o amortecimento estrutural foi considerado como variável, foi possível constatar que o seu aumento provoca reduções nos valores da aceleração e deslocamento do tabuleiro, junto às velocidades de ressonância, e que fora destas, este efeito é reduzido. Foi ainda possível observar que as reduções são superiores quando se considera a grandeza aceleração em comparação com a grandeza deslocamento.

A variação do módulo de torção não tem influência na resposta da estrutura em termos de valores da aceleração e deslocamento vertical a meio vão pelo que não foi considerado nas simulações estocásticas.

A análise conjunta dos resultados das simulações estocásticas permitiu retirar as seguintes conclusões: i) o comboio TALGO apresenta grande constância de resultados; ii) os resultados relativos ao deslocamento e aceleração a meio vão, obtidos para os comboios A1 e A2 do modelo de cargas HSLM A, apresentam uma variabilidade reduzida; iii) o

mesmo é também verificado para os comboios reais EUROSTAR, TGV e THALYS; iv) as diferenças entre os valores máximos e valores médios mais um desvio padrão é muito significativa, obtendo-se a maior diferença $1,64 \text{ m/s}^2$ ($2,54 \text{ m/s}^2$ contra $0,90 \text{ m/s}^2$) para a velocidade de 340 km/h e para o comboio HSLM A7. Estas diferenças são mais acentuadas para os comboio do HSLM A; v) as velocidades para as quais ocorrem os maiores picos da aceleração não correspondem às velocidades que provocam os maiores picos do deslocamento a meio vão; vi) as curvas dos valores máximos do deslocamento a meio vão no intervalo $[3,06; 3,94] \times D$ (m/s) começam de uma forma muito pronunciada, para depois decrescerem suavemente. Os valores máximos são assim atingidos no limite inferior do intervalo das velocidades de ressonância, ou seja, com frequências de vibração e módulos de elasticidade do betão mais baixos; vii) tal facto não acontece para as curvas referentes aos valores máximos da aceleração no mesmo intervalo de velocidades, onde é visível a existência de patamares. A explicação é encontrada na maior dependência da grandeza aceleração aos fenómenos de ressonância; viii) a existência de tais patamares, permite ainda concluir que apesar da grande diversidade dos valores das variáveis envolvidas, existe uma forte probabilidade de ser atingido o valor máximo da aceleração para cada comboio, apenas com a realização de uma análise determinística.

Por fim pretendeu-me apresentar as implicações decorrentes da escolha de outras velocidades máximas de circulação para este viaduto. As principais conclusões a retirar são: i) os resultados não dependem do v_{mc} para os comboios A1 e A4, no caso do deslocamento, e A1 e A3, no caso da aceleração, o que se justifica pelo facto das velocidades de ressonância para estes comboios serem inferiores a 240 km/h; ii) no caso do deslocamento, os resultados são coincidentes para v_{mc} iguais a 250, 300, 350 km/h; iii) no caso da aceleração os resultados são coincidentes para v_{mc} iguais a 300 e 350 km/h, registando-se pequenas diferenças (inferiores a $0,21 \text{ m/s}^2$) caso se considere v_{mc} igual a 250 km/h; iv) as maiores diferenças registam-se quando a velocidade máxima passa de 200 para 250 km/h, acentuando-se a partir do comboio A4 com o número da ordem do comboio, isto é, de A5 para A10. Tal justifica-se porque as distâncias regulares entre grupos de eixos (D) aumentam do comboio A1 para o A10 e, portanto, as velocidades ressonantes ocorrem para velocidades cada vez mais elevadas; v) as respostas para os comboios ETR-Y, EUROSTAR, TGV, THALYS e VIRGIN não são influenciadas pelo aumento da v_{mc} de 300 para 350 km/h, registando-se pequenas diferenças para o comboio ICE2 no caso da aceleração a meio vão; vi) as maiores diferenças quando se passa de 200 para 250 km/h verificam-se para os comboios ETR-Y, ICE2 e VIRGIN.

Estas conclusões vêm confirmar a necessidade da realização de análises dinâmicas para velocidades de circulação superiores a 220 km/h, definidas na IAPF e “Intruzioni n°I/SC/PS-OM/2298”.

Os resultados das análises dinâmicas realizadas com a passagem dos comboios reais, ETR-Y, EUROSTAR, ICE2, TALGO, TGV, THALYS, e VIRGIN e dos dez comboios do modelo de carga HSLM-A foram avaliados do ponto de vista da segurança estrutural, da segurança da via e do conforto dos passageiros.

Em termos de segurança estrutural, os resultados obtidos nas análises dinâmicas em termos de momentos a meio vão, esforço transversal no apoio e deslocamento vertical a meio vão, são sempre inferiores aos obtidos pelo modelo de cargas LM71 majorado pelo respectivo coeficiente dinâmico Φ , e considerando um coeficiente de classificação, α , de 1,21.

As acelerações verticais do tabuleiro, calculadas com a passagem dos sete comboios reais e dos dez comboios pertencentes ao modelo de carga HSLM A, são sempre inferiores ao limite de $3,5\text{m/s}^2$ definido no anexo A2 da EN1990 para pontes balastradas.

O empenamento t , calculado entre a secção de meio vão e a secção do apoio, obtido com a passagem dos comboios reais e do modelo de carga HSLM A, é sempre inferior ao limite de 1,5 mm, definido no anexo A2 da EN1990, para velocidades superiores a 200 km/h.

Relativamente ao conforto dos passageiros, foram realizadas análises dinâmicas com interacção comboio-ponte, para os comboios ETR-Y e ICE2, tendo sido utilizado parâmetros distintos para este último (Paffrah e ERRI). Foi ainda aplicada a metodologia simplificada proposta no anexo A2 da EN1990.

Os valores obtidos das acelerações verticais dos comboios ETR-Y e ICE2 foram sempre inferiores ao limite de $1,0\text{ m/s}^2$, que corresponde a considerar um nível de conforto Muito Bom.

Com a aplicação da metodologia simplificada de avaliação do conforto dos passageiros obteve-se um limite inferior para a relação L/δ de 2100. Para a ponte em estudo o valor da mesma relação é de 5714, o que corresponde a considerar um nível de conforto dos passageiros de Muito Bom.

As verificações relativas à interacção entre a via e a estrutura podem ser realizadas através da aplicação de um método simplificado proposto no anexo G da EN1991-2, o qual permite a dispensa da realização de modelos mais complexos que tenham em conta a interacção entre a via e o tabuleiro, sempre que forem cumpridos os limites de validade estabelecidos nesse anexo.

8.2 PERSPECTIVAS DE DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

Pretende-se dar continuidade aos estudos realizados através do desenvolvimento de uma tese de doutoramento intitulada “Aplicação de novos conceitos de segurança no dimensionamento de pontes ferroviárias em linhas de alta velocidade”, e que englobará para além de outras, as seguintes fases:

- i) sistematização das metodologias para avaliação probabilística da segurança, designadamente os métodos de análise da fiabilidade estrutural (métodos de fiabilidade de primeira e segunda ordem) apoiados na definição do índice de fiabilidade β e os métodos de Monte Carlo e do Hipercubo Latino, baseados em técnicas de simulação estocástica;
- ii) desenvolvimento de formas adequadas de modelação da excitação dinâmica provocada pelos comboios de alta velocidade. As vibrações induzidas em pontes pela passagem de comboios de alta velocidade dependem, além das características dinâmicas da ponte, de características dinâmicas dos veículos (massas, rigidez e amortecimento das suspensões, etc.), da via (rigidez e amortecimento) e da interface roda-carril (irregularidades do carril e defeitos das rodas dos veículos). Neste contexto serão desenvolvidas modelações dinâmicas para o sistema ponte-comboio, com diferentes graus de sofisticação, por forma a avaliar a importância dos diferentes parâmetros em termos da resposta dinâmica do sistema, procurando-se traduzir da forma mais adequada a excitação dinâmica provocada pelos comboios;
- iii) prevê-se a utilização do programa FEMIX, desenvolvido na FEUP, que permite a realização de análises com consideração da interacção ponte-comboio, e do programa comercial de elementos finitos SAP2000 para a realização das análises dinâmicas recorrendo-se a metodologias de cargas móveis. Especial atenção será dada ao desenvolvimento de rotinas de pré-processamento de dados e pós-processamento de resultados, tendo em vista facilitar a manipulação da elevada informação envolvida na realização de simulações estocásticas do sistema ponte-comboio;
- iv) identificação e caracterização das variáveis aleatórias passíveis de influenciar a resposta dinâmica do sistema ponte-comboio, tais como: a) relativas à ponte: massa dos elementos estruturais; geometria de elementos estruturais; massa de elementos não estruturais como o balastro; módulo de elasticidade do betão (dinâmico, estático); módulo de distorção do betão; amortecimento estrutural; b) relativas às acções de tráfego: tipologias de comboios; características dinâmicas dos comboios

(massas, rigidez e amortecimento das suspensões, etc.); velocidade; número de cruzamentos de comboios; posição dos cruzamentos; c) irregularidades da via e defeitos das rodas dos comboios; d) outras acções: tais como variações de temperatura, ventos transversais, etc;

- v) aplicações ao estudo de pontes situadas em linhas de alta velocidade. As metodologias desenvolvidas serão aplicadas ao estudo de pontes situadas em linhas de alta velocidade, com particular destaque para as pontes em viga caixão, uma das soluções mais empregues na construção de pontes em LAV's. Os estudos serão realizados em três fases: a) análise prévia de sensibilidade da resposta dinâmica em relação às variáveis aleatórias básicas; b) realização de simulações estocásticas da resposta dinâmica do sistema ponte-comboio com base no método de Monte Carlo ou do Hipercubo Latino; c) avaliação da fiabilidade estrutural das pontes estudadas em relação aos estados limites relativos à segurança estrutural (amplificações dinâmicas e fadiga) aos estados limites da segurança da via, relacionados com a aceleração vertical, torção e rotações de extremidade do tabuleiro, e ao estado limite do conforto dos passageiros;
- vi) análise de resultados e conclusões tendo em vista o estabelecimento de recomendações para o dimensionamento de pontes ferroviárias em linhas de alta velocidade com base em técnicas probabilística de análise estrutural, nomeadamente identificando os parâmetros de maior sensibilidade e definindo estratégias simplificadas para a avaliação dos seus efeitos.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Barbero, J. (2001) – "Dinámica de puentes de ferrocarril para alta velocidad: métodos de cálculo y estudio de la resonancia", Tesis Doctoral, Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, Universidad Politécnica de Madrid, Madrid.

Calçada, R. (1995) – "Efeitos Dinâmicos em Pontes resultantes do Tráfego Ferroviário a Alta Velocidade", Dissertação apresentada à Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto para obtenção do grau de Mestre em Estruturas de Engenharia Civil, FEUP, Porto.

Calçada, R. (2001) – "Avaliação Experimental e Numérica de Efeitos Dinâmicos de Cargas de Tráfego em Pontes Rodoviárias", Dissertação apresentada à Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto para obtenção do grau de Doutor em Engenharia Civil, FEUP, Porto.

CEB-FIP Model Code (1990) – "Design Code", Comité Euro-International du Béton, Lausanne.

CER (2002) – "High Speed Trains around the World", Community of European Railway and Infrastructure Companies, Belgium.

Chopra, A. (1995) – "Dynamic of Structures: Theory and Applications to Earthquake Engineering", Prentice Hall International, Englewood Cliffs.

Clough, R., Penzien, J. (1993) – "Dynamic of Structures", McGraw-Hill Book Company, New York.

Cruz, S. (1994) – "Comportamento Dinâmico de Pontes Ferroviárias em Vias de Alta Velocidade", Dissertação apresentada à Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto para obtenção do grau de Mestre em Estruturas de Engenharia Civil, FEUP, Porto.

Delgado, R., Calçada, R. (1999) – "Estudo do comportamento dinâmico da ponte de Alcácer do Sal devido a tráfego ferroviário", Relatório técnico, Instituto da Construção, Porto.

Delgado, R., Cruz, S. (1997) – “Modelling of railway bridge-vehicle interaction on high speed tracks”, Computers and Structures.

Delgado, R., Calçada, R., Faria, I., Ribeiro, D., Pinto, J. and Figueiredo, H. (2005) – "Assessment of the dynamic response of railway bridges in high speed interoperable lines", in Dynamics of High Speed Railway Bridges, FEUP, Porto.

prEN1991-1-5 (2001) – "Eurocode 1 : Actions on structures – Part 1-5: General actions – Thermal actions ", European Committee for Standardization (CEN), Brussels.

EN1990-A2 (2005) – "Basis of Structural Design – Annex A2: Applications for bridges (normative)", European Committee for Standardization (CEN), Final PT Draft, Brussels.

EN 1992-1-1 (2003) – "Design of concrete structures", European Committee for Standardization (CEN), Brussels.

EN1991-2 (2003) – "Actions on Structures – Part 2: General Actions – Traffic loads on bridges", European Committee for Standardization (CEN), Brussels.

ERRI D214/RP4 (1999) – "Railway bridges for speeds >200 km/h; Train-bridge interaction". European Rail Research Institute (ERRI).

ERRI D214/RP6 (2000) – "Railway bridges for speeds >200 km/h; Calculations for bridges with simply-supported beams during the passage of a train", European Rail Research Institute (ERRI), Utrecht.

ERRI D214/RP8 (2000) – "Railway bridges for speeds >200 km/h; Confirmation of values against experimental data", European Rail Research Institute (ERRI), Utrecht.

ERRI D214/RP9 (2001) – "Railway bridges for speeds >200 km/h", European Rail Research Institute (ERRI), Final Report, Utrecht.

Esveld, C. (2001) – "Modern Railway Track", MRT Productions, Zaltbommel.

Evangelista, L., Della Vedova, M. (2004) – “The Italian High Speed Network: Design and Construction of the Reinforced Concrete Bridges”. Proceedings of Workshop Bridges for high-speed railways, FEUP, Porto.

Ferrovie dello Stato, Italy (1997) - Sovraccarichi per il calcolo dei ponti ferroviari. Istruzioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo. Ferrovie dello Stato, Italy.

Fryba, L. (1996) – "Dynamics of railway bridges", Thomas Telford, Prague.

- Fryba, L. (2004) – "Dynamic behaviour of bridges due to high speed trains", Proceedings of Workshop Bridges for high-speed railways, FEUP, Porto.
- Goicolea, J., Gabaldón, F., Domínguez, J., and Navarro, J. (2004) – "Dynamic loads in new engineering codes for railway bridges in Europe and Spain", Proceedings of Workshop Bridges for high-speed railways, FEUP, Porto.
- Gabaldón, F., Riquelme, F., Goicolea, J., and Arribas, J. (2005) – “ Dynamic analysis of structures under high speed train loads: case studies in Spain”, Dynamics of High-Speed Railways Bridges, FEUP, Porto.
- Hambly, E. (1998) – “Bridge Deck Behaviour”, E & FN Spon, New York.
- Henriques, A., (1998) – “Aplicação de novos conceitos de segurança no dimensionamento do betão estrutural”, Dissertação apresentada à Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto para obtenção do grau de Doutor em Estruturas de Engenharia Civil, FEUP, Porto.
- Hughes, T. (1987) – “The finite element method: linear statics and dynamic finite element analysis”, Prentice Hall International, Englewood Cliffs.
- IAPF 2003 (2003) – “Instrucción de Acciones a considerar en el proyecto de Puentes de Ferrocarril”, Ministerio de Fomento. Pendiente de Publicación.
- Kim, B., Kwark, J., Lee, J. and Chin, W. (2005) – “Diminution of bridge vibration for high-speed trains” Evaces 05, Bordeaux.
- Manterola, J., Martinez-Cutillas, A., (2004) – “Prestressed Concrete Railway Bridges” Proceedings of Workshop Bridges for high-speed railways, FEUP, Porto.
- Manterola, J., Puentes, Tomos I a VI, Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales e Puertos de Madrid, Universidad Politécnica de Madrid.
- Müncke, M. (2004) – "The new european standards for structures – Eurocode 1 – EN1991-2:2003–09 – Effects on the interoperability of the European railway traffic", Proceedings of Workshop Bridges for high-speed railways, FEUP, Porto.
- Nasarre, J. (2004) – "Estados límite de servicio en relación con la vía en puentes de ferrocarril", Proceedings of Workshop Bridges for high-speed railways, FEUP, Porto.
- ORE D23 (1970) – "Determination of dynamic forces on bridges", Office for Research and Experiments of the International Union of Railways, Final Report, Utrecht.

ORE D128 (1979) – "Statistical distribution of axle-loads and stresses on railway bridges", Office for Research and Experiments of the International Union of Railways, Final Report, Utrecht.

ORE D160 (1989) – "Permissible deflections of bridges", Office for Research and Experiments of the International Union of Railways, Final Report, Utrecht.

Paffrath, P. (1998) – "Dynamisches Verhalten von Eisenbahnbrücken", RNTH, Aachen, Deutschland.

RSA (1983) – "Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes", Decreto de Lei nº 35/83 de 31 de Maio.

Santos, L., (2001) - "Observação e análise do comportamento diferido de pontes de betão", Dissertação apresentada no Instituto Superior Técnico da Universidade Técnica de Lisboa para obtenção do grau de Doutor em Engenharia Civil, IST, Lisboa.

SAP 2000 (v10.04) – Integrated software for structural analysis & Design. User's Manual. http://www.csiberkeley.com/products_SAP.html.

TSI (2002) – "Technical Specification for Interoperability", Official Journal of the European Communities.

UIC 774-3R (2001) – "Track/Bridge interactions. Recommendations for calculations", 2nd edition, International Union of Railways, Paris.

UIC 776-1-R (1979) – "Charges à prendre en considération dans le calcul des ponts rails", Union Internationale des Chemins de Fer, 3e édition, Paris.

UIC 776-3-R (1979) – "Déformation des Ponts", Union Internationale des Chemins de Fer, 3e édition, Paris.

Wilson, E. (2002) – "Three-dimensional static and dynamic analysis of structures", Computers and Structures, Inc, Berkeley.

Zacher, M., Baebler, M. (2005) – "Dynamic Behaviour of Ballast on Railway Bridges", Advanced course Dynamics of High-speed Railway Bridges, FEUP, Porto.

$$M\ddot{u}(t)+C\dot{u}(t)+Ku(t)=f(t)$$

